21世纪全国应用型本科 土木建筑 系列实用规划教材

工程事故分析与工程安全

【第2版】

主 编◎谢征勋 罗 章



- 采用最新颁布结构类设计规范
- 配有大量实物图片及工程实例
- 内容丰富翔实，语言通俗易懂





21 世纪全国应用型本科土木建筑系列实用规划教材

工程事故分析与工程安全(第 2 版)

主　　编　谢征勋　罗　章

副主编　李文盛　李晓目

参　　编　陈卫华　郭献忠

主　　审　郭志恭



说　明

本书电子版仅提供给高校任课教师使用，如有任课教师需要全本教材浏览或需要本书课件等相关教学资料，请联系北京大学出版社客服，微信手机同号：15600139606，扫下面二维码可直接联系。

由于教材版权所限，仅限任课教师索取，谢谢！



内 容 简 介

本书为应用型大学本科土木、水利、建筑类各专业的适用教材，以工程事故分析的理论与技巧为主要讲述内容。全书共22章，除绪论与结束语各一章外，有事故机理分析8章，事故实例分析4章，事故防治方法8章。本书从工程坍塌机理、结构裂损机理入手，结合大量工程实例，着重介绍了结构荷载应力控制、温度应力控制、结构变形控制、结构抗裂技术、工程抢险技术、建筑物纠倾技术、整楼平移技术、工程改造加固技术等特种技术。

本书可作为工程事故防范与事故控制专业的教材，也可作为广大从事工程设计、施工和质量检测、工程监理、质量监督的工程师们有益的参考资料，还可作为从事“工程事故分析与工程安全”课题研究的硕士研究生的辅助读物。

图书在版编目(CIP)数据

工程事故分析与工程安全/谢征勋，罗章主编．—2版．—北京：北京大学出版社，2013.1

(21世纪全国应用型本科土木建筑系列实用规划教材)

ISBN 978-7-301-21590-6

Ⅰ.①工… Ⅱ.①谢… ②罗… Ⅲ.①建筑工程—工程事故—高等学校—教材 ②建筑工程—工程施工—安全管理—高等学校—教材 Ⅳ.①TU712

中国版本图书馆CIP数据核字(2012)第282183号

书　　名：工程事故分析与工程安全(第2版)

著作责任者：谢征勋　罗　章　主编

策 划 编 辑：吴　迪

责 任 编 辑：伍大维

标 准 书 号：ISBN 978-7-301-21590-6/TU·0296

出 版 发 行：北京大学出版社

地　　址：北京市海淀区成府路205号　100871

网　　址：http://www.pup.cn　新浪官方微博:@北京大学出版社

电 子 信 箱：pup_6@163.com

电　　话：邮购部 62752015　发行部 62750672　编辑部 62750667　出版部 62754962

印 刷 者：

经 销 者：新华书店

787毫米×1092毫米　16开本　20.75印张　480千字

2006年1月第1版

2013年1月第2版　2013年1月第1次印刷(总第6次印刷)

定　　价：38.00元

第 2 版前言

2006 年，在以“工程师塑造可持续性发展未来”为主题的首届世界工程师大会在上海闭幕后不久，由北京大学出版社出版的《工程事故分析与工程安全》有幸问世。

2012 年，适逢汶川地震四周年祭的日子，本书又有幸取得了再版的机会。显然，这离不开工程学术界广大专家学者的栽培与支持，离不开广大青年读者，包括众多大学里矢志于“工程安全”这个专业的青年学子们的热心与关爱，更离不开北京大学出版社全体老师对本书在编写、出版与发行的全过程中的悉心指导。在这里，首先要向他们致以由衷的谢意和崇高的敬意！

几度春秋寒暑，两千多个日日夜夜，处在这个瞬息万变，一日千里的时代，对于一本大学教科书来说，考验的时间也确实不算短了。当前，由于全球人口激增，开发过度，全球面临着气候危机、环境危机和资源危机的种种挑战，也经受了印度洋海啸、汶川地震、玉树地震，乃至福岛地震的种种考验。对于每一项工程来说，哪是豆腐渣，哪是钢铁造已是一目了然。对于每一名工程师来说，谁见真功夫，谁玩假本事也必泾渭分明。逝者已矣，既往难咎。重要的是应该慎于总结经验，迎接更加残酷的未来的挑战。

我国位于世界两大地震带——环太平洋地震带与欧亚地震带的交汇部位，这里也正是全球人口最密集的地域，而我们的建筑物很多却是生来就很脆弱，既有工程存在的安全隐患很多，抗震水准也比较低。面对这一现实，要做好以后的工程，必须从以下几个方面下工夫：一是政府有作为；二是企业(开发商，业主)不违法；三是设计把好关；四是施工尽到责；五是监理管到位。而要真正促成以上几个方面的工作，始终离不开“工程事故分析与工程安全”这一课题研究与岗位工作的有效推进，离不开全民、全社会对这一工作的重视。首先应该把工程事故消灭在工程的勘探、规划、设计与施工阶段；其次要严肃对待事故或灾后，尤其是地震后的一切建筑物倒塌原因和裂损机理的分析与认定，要明确是非，追究责任。此外，更企盼广大青年学子们在“工程事故分析与工程安全”这个课题上付出心血，苦下工夫，作出贡献！

由于编者水平所限，书中疏漏和不妥之处在所难免，恳请广大读者和专家批评指正。

谢征勋谨识于南京

2012 年 9 月

第 1 版前言

在以《工程师塑造可持续发展未来》为主题的首届世界工程大师大会上，以中、英、美、法、韩等五国工程院院长为代表的来自全世界的工程师们一致呼吁，工科大学应面向社会需要，大量培养实践应用型人才。这是时代的声音，是世界的潮流。北京大学出版社秉承北大的传统与优势，率先站到了为应用型高等院校培养应用型人才开路奠基——应用型教材组编、出版工作的最前列，令人十分敬佩！在北京大学出版社李昱涛老师、南京工程学院建工系主任何培玲老师的鼓励下，在湖南工程学院罗章老师、长江大学李文盛老师、孝感学院李晓目老师、江西科技师院陈卫华老师、贵州大学郭献忠老师等人的互相激励下，共同鼓足勇气承担了《工程事故分析与工程安全》教材的编写工作，极感荣幸。

《工程事故分析与工程安全》学科的最大特点是要求理论与实践相结合。只有理论与实践高度结合，才有可能洞窥到《工程事故分析与工程安全》这一课题的奥秘。庶几在实际的工作中有所作为。因此，深知编写这一教材工作的艰巨性。愿以兢兢业业、如履薄冰的精神来执行这一任务。

本教材以结构裂损机理与工程坍塌机理的研讨为重点，并辅以工程事故防范与工程事故处理等技术知识的介绍。相信只要掌握了基本的机理分析理论与方法，事故防范与事故处理方面的问题也就可以迎刃而解。正像医生治病，只要有了确诊病症的本领，至于处方、配药、动刀、去癌等手上功夫完全可以在长期的实践中磨炼出来。因此，在课时不足的情况下，可以酌情删节。

本教材共分 22 章，第 1 至第 7 章、第 11、22 章由谢征勋执笔，第 8、9 章由李晓目执笔，第 10 章由陈卫华执笔，第 12、13 章由罗章、谢征勋共同执笔，第 14 章由罗章执笔，第 18、19 章由李文盛执笔，第 15、16 章由陈卫华、谢征勋共同执笔，第 17、20、21 章由郭献忠、谢征勋共同执笔。全书由谢征勋统稿，由西安交通大学郭志恭教授主审。

本书部分内容取材于多年来在工程质量检测、工程质量监督、科研、设计与施工岗位工作上的一些工作手记，部分内容曾在国内外期刊或学术会议上发表过，也曾由国家建设部人才培训中心前些年在海南岛举办的工程坍塌事故专题讲座上试讲过，还在海南省建设教育协会历次举办的在岗工程师技术培训班、工程项目经理培训班、注册结构师继续教育进修班、工程建设标准强制性条文学习班、道路、桥梁工程师进修班作为辅助教材试讲过。因此，在内容上可能更适合于工程监理、质量监督、质量检测、结构加固岗位上的工程师参考。本书的另一部分内容则直接取材于多年来由在大学教学岗位上教师广泛搜集用于教学的典型案例。显然，其内容要更加注重科学性、实用性与通用性三原则，符合应用型大学本科对《工程事故分析与工程安全》这一学科设置的直接要求，并适合于用作土木水利建筑专业大学本科的教材。

由于在接受本教材编写任务之前，已承担了其他出版社一些相近的编写任务。一来时间紧迫，二来深恐在内容上难免有互相雷同，甚至是互相径庭之处。只能在此先向广大读者深表歉意。但愿有机会在今后再作弥补，敬请广大读者和专家教授们多予批评指正，深表谢忱，谨此致意。

谢征勋谨识于南京工程学院
2005 年 12 月



目　录

第1章 绪论

教学目标

一切事物的发生发展都有其一定的历史规律。"工程事故分析与工程安全"这一工作应该如何推进，可以从历史回顾中得到启示，同时也应该有一个主观努力的方向和明确的目标。

(1) 了解课题的背景条件。

(2) 明确工程事故的定义，界定其研究范围。

(3) 掌程具体的工程事故分析方法。

(4) 培养良好的工作素养。

基本概念

工程事故定义；工程事故范畴；自然灾害；责任事故；事故分析；事故防范；事故处理。



引言

在吃大锅饭的年代，一切工程(包括住宅)产权归公，虽说建设资金由国家出，日常维修工作由国家包，但实际上是无人负责的，出了质量事故，甚至坍毁伤人，都无人追究。改革开放以后，由计划经济转型为商品经济，实行产权私有化，工程质量才得到业主的关注，于是工程纠纷和诉讼案例也就多了起来。在责任追究、损失索赔中，还难免斤斤计较，争论不已。于是事故分析、质量鉴定、安全评估工作在司法鉴定过程的法定地位才得到肯定，本课程的实用价值才算得到了社会的公认。

在工程设计、施工与管理的实践道路上勤奋耕耘、孜孜不息的追求，莫过于希望在这条航道上一帆风顺，远离事故。而要远离事故、确保工程安全，就必须切实掌握工程事故分析的理论与技巧。这就成了土木建筑专业从业人员必须具备的基本功，这也是开设本课程的宗旨。

在工程实践中一旦遭遇工程事故，必将造成重大损失，给人们的生命财产带来严重伤害。因此，也就必须查明事故原因，追究事故责任。产权私有化以后，因工程事故引发的工程纠纷和司法诉讼空前增多，而“诉讼证据”的“工程事故分析报告”也就成了不可或缺的重要文件。因而“工程事故分析工作”也就受到了市场的欢迎和社会的重视。

为了切实保障人民的生命财产安全，必须对已出现的一切工程事故，尤其是灾后或地震后异常惨重的房屋坍毁、人员伤亡等事故进行严肃追查，将天灾与人祸切实区分开来，这就要求政府部门对“工程事故分析与工程安全”工作给予高度的关注。

1.1 分析课题及其时代背景

1.1.1 工程事故定义

要研究和分析工程事故，首先必须对工程事故的定义有一个明确的界定。什么是正常？什么是事故？正像人体一样，什么是健康？什么是病态？两者混淆不清就必然无法对症下药。但是，健康与病态之间绝没有一条明显的界限，两种状态是在一种动态演变过程中呈现的。正常现象与工程事故之间的关系也如此，所以才更有必要对两种状态进行适当的界定。现在姑且把“工程事故”定义为工程的“三个不正常、两个不满足”。

所谓“三个不正常”，按《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068－2001)的规定，凡出现不正常设计、不正常施工、不正常使用情况，均可以定义为工程事故。因为正常工程指的是必须在规范约定范围内、在规范强制性条文指导下进行正常设计、正常施工、正常使用的工程。逾越了这一范围，就必然形成工程事故。

所谓“两个不满足”，是指按建筑结构可靠度设计统一标准，工程结构必须满足以下两个条件：一是承载力极限状态条件；二是正常使用极限状态条件。工程不能满足以上两个极限状态条件时，也必然形成事故。以上两个条件的不满足也可以称为工程安全性与耐久性两个条件的不满足。

必须指出，时代在不断前进，技术在不断进步，规范规程在不断完善。在规范规程难免存在某些不足的情况下，即使完全满足了当前的以上全部条件，也仍有可能形成事故。那是特殊情况，几率极低，似乎可界定为不可抗拒灾害。也就是由于人们暂时认识不足，或能力不够而产生的不可抗拒的灾害。

另外还必须指出，本书里所指的工程包括土木(交通运输)、水利、建筑工程三大系统的全部工程，若以建筑工程为主导，尤其是以钢筋混凝土结构为代表来进行论述，就比较方便，且抓住了重点。

1.1.2 课题时代背景

据英国土木工程师学会、美国土木工程学会等权威学术团体提供和我国稀有的一点工程史资料记载，土木工程学术界对工程事故这一课题的关注虽然早从19世纪就已经开始，到20世纪初已有了一些零星的记载，但这一时期的工程事故记录仅指发生在工程地质范畴比如水坝基础和建筑物基础方面出现的问题，这类问题在很大程度上被视为人力很难抗拒的“自然灾害”。由于受“报喜不报忧”、“家丑不外扬”的传统意识(古今中外莫不如此)制约，对上部结构，尤其是人为过失方面造成的事故，报道和记录极少。直到第二次世界大战以后，由于大半个世界被战争摧毁，必须大兴土木。钢筋混凝土结构大量使用的结果是结构裂缝事故、工程坍塌事故不断出现。在信息灵通的条件下，纸已经包不住火了，才引起了社会的关注。但是实际上，工程事故分析这个课题仍只有极少数的地质工程师和土木工程师偶尔问津，并未形成学科。把工程事故分析真正单独作为一个专门学科来研究，不论国内还是国外都起步较晚。就拿大学里土木建筑专业开设工程事故分析课程的记录来看，也都是姗姗来迟。迄今为止，工程事故分析课程仍被拒之于高教部门规定的土木建筑专业学科毕业生20门必修课的门外。但是客观形势的发展却是工程事故警钟常敲，事故发生率高，事故规模大，经济损失严重，这些已经引起了全社会的关注。

1.2 工程事故分析课题的研究范畴与研究目的

1.2.1 研究范畴

1. 纵深研究——关于事故原因与事故后果研究

对事故形成的原因与事故造成的后果进行纵深研究是事故研究的主要方面，范围很广。它包括对设计方法和设计图样的研究，施工工艺和施工档案的研究，使用情况和事故发生发展过程的研究，以及事故后果对经济政治方面造成影响的研究。有时甚至要涉及对国家标准规范合理性的研究。因此，进行工程事故的分析研究必须以深厚的理论功底和广泛的技术知识为基础。

2. 横向研究——关于工程类别与事故类型的研究

从工程事故定义得知，工程事故研究工作包括了土木水利建筑领域所有地上地下、水底工程的事故研究，也包括了从岩土工程、土木结构、砖石结构、砖混结构、钢筋混凝土结构、钢结构、薄膜结构等各种不同结构类型和事故类型的研究。所涉及的不仅有力学和结构的经典理论，而且有许多新的理论与技术。

3. 内在研究——事故发生发展各个阶段的机理研究

事故分析的主要理论研究工作应该放在结构裂损、变形、失稳、坍毁机理的研究方面。它不仅要用到经典的理论力学、材料力学、结构力学，也要用到时尚的弹塑性理论、

断裂力学、模糊控制、有限元法、微元模型或片状模型分析等先进手段。因此，不应视之为雕虫小技、肤浅无聊的工作。

4. 环境研究——工程事故与地理气候环境，人文社会环境之间的关系研究

其实，工程事故并不是单纯的工程技术问题，它与地理气候环境、人文社会环境之间也有着密切的关系。只要对我国建国60多年来的工程事故史进行一番分析研究，就能发现这方面的问题，这应该是很有意义的。

5. 时空研究——回顾历史，展望未来

要对工程事故进行全面深入的研究，就很有必要对工程历史，尤其是对工程事故史进行回顾。对工程事故的发展趋势加以展望、考虑工程事故发生的时间关系是很必要的，这也是很有兴趣的事。

1.2.2 研究目的

1. 查明事故原因

对工程事故要进行认真严肃的分析与研究，最现实且明确的目标是要查清事故原因，追究事故责任。

工程事故涉及人身安全和财产损失，影响经济发展，历来受到人们的重视。进入市场经济以后，工程产权私有化，工程事故涉及工程安全性与耐久性问题，因而更加引起了人们的高度关注。工程诉讼纠纷也因而频繁出现。查清事故原因、追究经济责任和刑事责任也就成了一件非常严肃的工作。

比较起来，把自然灾害和责任事故进行有效地区分才是重中之重，这方面的工作当前还远未得到关注，可谓任重而道远。

2. 提出处理对策

对工程事故进行分析研究的第二个目的是在寻求事故的处理对策中提出具体的技术上可行的、经济上合理的加固处理方案。对于工程事故的处理，风险大，技术含量高，难度也大。因此绝不是一项可以掉以轻心、马马虎虎应付的技术工作。

3. 提高防范意识

提高工程事故防范意识是每一个在岗工程师及每一位投身土木建筑工程有关领域的在校青年学子——未来工程师所必须具备的业务技术素质。因此说，工程事故分析课程很有必要成为建设工程领域有关专业大学生的必修课。

4. 杜绝重大事故

要在工程建设领域里杜绝重大工程事故的发生，光依靠从业人员的防范意识还是不够的，在很大程度上还要依靠国家政策的引导与支持。因此，工程事故分析也应该是政府有关官员，尤其是各省市建筑工程质量监督部门的执法人员必须关注的业务内容。只有政府的管理到位，配套措施完善了，才有可能防止重大工程事故的发生。就目前现实情况看，可以说这方面的关注力度还很不够。

1.3 工程事故分析工作流程

图 1.1 所表述的是以下几个方面的内容。

(1) 围绕工程事故分析工作这个主体按步骤分阶段开展分析与研究工作。

(2) 第一步是通过现场考察和检测弄清事故真相，包括结构裂损现状和可能发展趋势的初步估计在内。具体工作内容包括检测工具的选择，检测方法的商定，检测计划的安排，检测记录的整理与认定。

(3) 通过对现状的分析找出工程损伤和事故原因，主要工作是对结构损伤、裂缝进行机理分析。

(4) 对现状和原因的确认后，再选择处理方案。这是事故分析的具体目标，需要做的工作较多。

(5) 通过经验总结和进一步的理论研究(机理研究)加强事故防范意识，包括部分科普教育工作和社会宣传工作在内。

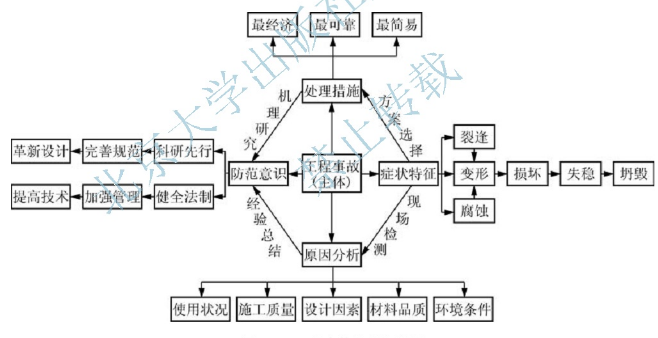


图 1.1 工程事故分析流程图

1.4 工程事故分析工作的守则

工程事故分析工作的目的既然是要对已出现的事故做出结论，那么就要涉及经济责任和刑事责任的追究。因此，工程事故分析工作的性质很类似法医的工作。法医的工作只是对受害者死伤的原因做出结论，其影响面是有限的。而对于工程事故，尤其是对于重大工程事故的分析，它的结论会关系到国家的经济建设和人民的生命财产安全，其技术含量更高，责任更大，是一件非常严肃、非常重要的工作。其工作守则主要表现在以下几方面。

1. 坚持客观、准确、公正三原则

工程事故分析研究报告不管是受哪一方当事人的委托进行的，还是直接受法庭或诉讼证据鉴定中心委托进行的，或是作为学术活动或科研课题单独进行的。一旦提出，就可能被社会采信，最低限度也会影响社会舆论。它所涉及的是当事人的刑事责任与经济责任的追究问题，因此必须坚持客观、准确、公正三原则来进行这一工作。

2. 不被政治权力干预，不受经济利益驱使

工程事故分析工作既然类似法医的工作，就成了司法工作的一部分。按司法独立的国际惯例，其工作就不能被政治权力制约，不能受经济利益驱使，从业者必须有高尚的职业道德素质。工作只对法律负责，对国家标准规范负责，对科学和真理负责，同时也对社会公众负责和对自己的良心负责。

1.5 工程事故分析工作的历史和现状

工程事故分析工作虽然早在19世纪就已被关注，但作为一门边缘的独立学科开展研究工作还是近150年以来随着钢筋混凝土结构的发展才逐渐发展起来的。尤以第二次世界大战以后的发展速度最快。但迄今为止，可以说其研究深度并不够，不能满足世界经济和工程建设发展的需要。现将其在国外和国内的发展历史和现状进行简要介绍。

1.5.1 国际

(1) 1854年钢筋混凝土结构问世以前，国际工程史文献包括英、法、德美等国家的，比如英国皇家学会 Civil Engineering 期刊上刊载的有关文献和美国土木工程学会 ASCE 的有关文献，但对工程事故的记载与研究工作报道还极少。

(2) 20世纪初，由于经济的发展、城市的扩建、地下水的大量开发利用，使世界上很多城市的地下水位下降。因而使建筑物下沉，或使支承建筑物的木桩基础遭到腐朽破坏。也有因水位下降而引起土体固结下沉、桩身受负摩擦力作用下沉等，导致了大批建筑物沉降破坏。这一事故风暴引起了社会的关注，对学术界的工程事故分析研究工作也起到推动作用。

(3) 第二次世界大战以前，国际上关于工程事故的研究与报道还受“家丑不外扬”的观念制约，很少谈到人为过失引起的责任事故。少量报道也只限于工程地质条件变化引起的水坝基础、道路桥梁和建筑物基础沉降事故，这些事故在很大程度上被人们视为自然灾害。

(4) 1950年前后，也就是第二次世界大战结束进入经济建设的高潮以后，工程事故率也急剧上升，尤以覆盖面最大的民用住宅工程为突出。由于人民生活水平的提高，一方面生活卫生用水进入室内；另一方面工程结构类型开始多样化。而对工程的设计、施工与使用方面的经验又不足，工程事故开始大量出现，结构裂缝现象普遍而且严重，工程坍塌事故也时有发生。仅据美国工程师 Fu Hua Chen 所著的 *Foundation on Expansive Soils* 一

书中的报道，当时美国由于地基基础工程事故造成的损失量每年平均已在22亿美元以上，比地震、台风等灾害造成的总损失额度还大。这种情况对工程事故的分析研究工作起了很大的推动作用。

（5）1960年前后，国际召开了多次结构裂缝会议，之后，关于砖混结构裂缝的研究与报道较多。在这方面的研究工作比较领先的是中东的以色列和苏联的高加索等地区。而先进的欧美等国由于建设标准较高，设计与施工质量较有保证，事故率较低，报道率也较低。

（6）1980年前后，ASCE Journal of structural Engineering 于1985年7月报道了关于结构事故的全面情况，范围涉及美国国内和全世界其他国家，领域涉及建筑工程和桥梁为主的土木工程，时间跨越约10年，事故原因只包括设计和施工两个方面，不包括自然灾害和战争损坏。虽然内容比较全面，但由施工原因引起的事故率实际很高，而这方面的报道却极少。因此认为这次报道也并非全面情况。但也说明了事故的普遍性与严重性已引起了社会的关注和工程学术界的重视。尤其引人瞩目的是在短短几年之内就有14起60m以上大跨度的公共建筑倒塌事故。其中发生在美国国内的4起，发生在世界其他地方的10起。公共建筑的倒塌显然会导致大量的人员伤亡，对人民的生命安全和社会的稳定构成了很大威胁，从而也推动了工程学术界的工程事故分析研究工作。

ICSF－87(International Conference of Structural Failure－87)新加坡国际工程事故研讨会就是在以上背景下召开的。会议所收到的厚达4英寸的两卷论文集，内容丰富，涵盖了土木水利建筑的各个领域和全世界的各个角落。来自全世界的工程师们带着沉重的心情参加了这次会议。这些象征着工程事故分析研究工作已迈入了一个新阶段。

（7）1990年前后，也是东亚经济腾飞时期，一些大的震惊世界的工程事故也都集中发生在这一地区。比如台湾地区高淳的中学礼堂倒塌事故；韩国汉城的三丰百货大楼倒塌事故；新加坡的新世纪大酒店倒塌事故；马来西亚的吉隆坡高层公寓倒塌事故……都在一定程度上促进了工程学术界对工程事故分析课题的关注。

（8）上海大楼猝倒事件和福岛地震海啸灾难以及随之到来的核电安全威胁则成了当前全世界人们最为关注的工程安全话题。

1.5.2 国内

相比之下，国人对“报喜不报忧”、“家丑不外扬”这些信条的坚守表现得要更突出一些。尤其在改革开放以前，工程学术界很不愿意谈论工程事故分析这个晦气的话题，更不可能有公开的文字报道。人们只能凭个人感受和记忆来谈一些印象。

（1）建国初期的情况。当时人们对工作比较尽职尽责，因此工程质量一般较有保证，确实很少见到严重结构裂缝和房屋倒塌之类的工程事故发生。随着经济的发展，技术的进步，钢筋混凝土平屋顶结构逐渐取代了坡屋顶，随之也产生了一个因温度应力引起的钢筋混凝土与砖砌体之间的变形协调问题，出现了大量的结构裂缝，使工程界大为震惊。这时少数人才开始关注结构裂缝、工程事故这些话题。

（2）王铁梦工程师的研究工作。在国内，王铁梦工程师是涉足裂缝研究工作的先驱，很早就有论文在国内外发表。其近年所著的《工程结构裂缝控制》一书，内容新颖而全面，造诣颇深，很受国内外工程界和学者们的重视。

(3) 清华大学的研究工作。以清华大学陈肇元院士和刘西拉、秦权、江见鲸、王元清、崔京浩等教授为首的一批学者，对工程安全性与耐久性问题开展了大量的研究工作，持续了近半个世纪，正在向前迈进。

(4) 高大钊、龚晓南、刘祖德等教授的研究工作。在地基基础工程事故分析与处理技术方面，及岩土工程的安全性研究方面，同济大学高大钊教授，浙江大学龚晓南教授与中南水电学院刘祖德教授做了大量研究工作，功绩显著。

(5) 汪达尊与姚兵等的功绩。汪达尊、姚兵等人根据建设部内部通报资料整理的“工程事故记录”与“工程事故警示录”是很宝贵的文献。尽管它是不很完整的记录，汪达尊整理的“记录”还未正式发表过，但已能从侧面说明了一些问题。这一份工作的功绩应该归于汪达尊教授和姚兵总工程师。

(6)《工业建筑》期刊事故分析专栏的成效。在全国性重点专业期刊上开辟“工程事故分析专栏”，这在当时国际上也并不多见。在改革开放之初的国内，《工业建筑》能大胆做出这样的尝试，揭自己的疮疤，是值得肯定的。之后，以冶金建筑研究总院林志伸教授为首的关于已有工业厂房鉴定、改造、加固等方面的研究工作更是卓有成效。

(7)《工程事故分析及处理实用手册》(王跃等)、《建筑物改造与病害处理》(唐业清等《建筑工程事故处理手册》(王赫等)。手册系列的编辑出版对工程事故分析的研究工作与普及工作有很大的推动作用。但确实因为其内容庞杂、篇幅太长，往往让读者望而生畏。这正是关于工程事故分析研究的深入与普及工作中必须解决的问题。

(8) 以陈肇元、赵国藩等院士为首的中国工程院土木水利建筑学部工程结构安全性与耐久性研究项目组的研究工作具有重大意义。

(9) 但是，由于长期以来处于信息封锁状态，尤其自“大跃进”至改革开放的20年间，全国出现大量的、典型的恶性事故，几乎已全部从工程史上抹掉，宝贵的经验教训未曾得到吸取，至今人们、社会和政府对工程的安全性与耐久性问题的认识仍然有所不足，关注有所不够，工程学术界的研究工作不够普及，难免不适应当前工程建设形势发展的需要。

(10) 当前，随着全球变暖，气候异常，极端天气频现的大趋势，自然灾害日见严峻。随着世界人口膨胀，资源紧缺，人类对地球开发过度的现实，人为过失因素影响就更大。天灾人祸双管齐下，工程事故率也就必然高涨，上海大楼猝倒事件只是敲响了警钟。

思 考 题

1. 什么样的工程才是能够确保工程安全的正常工程？

2. “工程事故分析与工程安全”这一课题的研究范围包括哪些方面？

3. 为什么当今的土木工程建设市场对“工程事故分析”有迫切的需求？通过“工程事故分析”能解决哪些问题？

4. 从事工程事故分析工作的人应该具备哪些基本素质？要严格遵守哪些工作守则？

5. 你能概要介绍一下国内工程学术界关于“工程事故分析与工程安全”这一课题研究的开展情况吗？

实　习　题

1. 建议学校与负责城镇建设管理和质量监控的政府部门密切合作，让学生有直接进入工程事故现场进行考察，参与质量检测，提出分析报告的机会。

2. 建议省市住建委、省市地震局携手，并借助大学生实习的力量，对辖区内既有工程进行一次抗震安全普查，逐项提出安全评估报告。



第2章 建筑物坍塌机理

教学目标

坍塌事故是工程师的克星，要有杜绝重大事故的决心，战胜重大事故的勇气。因此必须在教学工作中明确以下目标。

（1）充分认识坍塌事故的危害性。

（2）坚信坍塌事故是完全可以防范（规避）的。

（3）熟悉坍塌机理分析。

（4）掌握结构加固技术。

基本概念

坍塌事故；坍塌概率；坍塌机理；整体坍塌；裂损坍塌；局部坍塌；桩基失稳坍塌；地基液化与流变失效坍塌；地基剪切破坏坍塌；坍塌事故防范与抢救；结构加固技术；建筑物纠倾技术。



引言

坍塌事故是一种极其严重的工程事故，会造成惊人的生命财产损失。以往，人们为了缓和矛盾，掩盖真相，逃避责任，往往将一切责任归咎于老天爷。尤其在地震灾害之后，面对一片废墟，谁也不愿意耐心地去进行逐项的坍塌机理分析，寻找原因，追究责任，提高认识。今后，为了总结经验教训，提高防震抗震的安全水准，很有必要切实地对每一宗坍塌事故进行仔细的坍塌机理研究，严肃地查清原因，追究责任，落实处理。只有这样，坍塌事故分析研究这项工作才有其实用价值。

工程出现坍塌事故是极大的不幸，会给人们的生命财产带来重大损失。因此结构抗震规范有“小震不坏，中震可修，大震不倒”的抗震设防三准则。所谓大震，是指大于设防烈度以上的地震，也就是指工程所能遭遇到的最大的外部冲击波或破坏力。既然可以确保工程结构在特大地震灾害条件下坏而不倒，也就应该完全可以在任何条件下杜绝工程坍塌事故的出现。可是工程实践证明，事实并非如此简单。这也充分说明了有对工程坍塌机理进行深入分析、研究的必要性。

2.1 建筑物坍塌事故概述

2.1.1 工程坍塌事故定义

工程坍塌事故是指建筑物或构筑物，由于某种内在的或外来的原因遭到破坏，不仅完全丧失了结构的承载力功能和建(构)筑物的使用功能，而且完全失去了自立功能，局部或整体塌倒在地上，成为建筑垃圾，完全丧失了恢复功能的可能性。

2.1.2 坍塌事故不容多见

人有衣、食、住、行等多方面的要求，但以满足住的要求难度为最大。工农业经济和生产技术发展到今天，解决衣、食、行等生活必需品问题已比较容易，付出的代价已不是很高。唯独要解决住的问题，仍然有很大的难度。即使在发达的西方各国，自有房产的占有率仍然不是很高，远不能达到居家有其房的理想境界。人们要获得住房，必须在生存竞争中付出更多的劳动代价。这说明住房仍然是人们毕生创业与奋斗的重要目标，也是一般人终生获得的最宝贵的财富。何况作为栖身之所的住房，人们不仅在其上花费了毕生精力，这里还集中了其他生活资料、毕生积蓄，甚至再加上其家庭成员的宝贵生命，即所谓全部身家性命统统集中在这里。房屋倒塌可以说是人生最悲惨的遭遇了。因此倒塌事故是决不容许多见的。严防建筑物倒塌应该是工程师们义不容辞的职责了。

2.1.3 倒塌事故不应多见

既然倒塌事故要付出的代价这么高，就要遵循建筑结构抗震设计三准则，即“小震不坏，中震可修，大震不倒”的严格要求。所谓“大震不倒”，是指即使遇到了抗震设防标准以上的特大地震建筑物难免要受到损害，也决不容许建筑物出现倒塌。其实，凡是经过正规设计，正规施工的新建筑物，不论是砖混结构、钢筋混凝土结构，还是钢结构，都具有很好的延性，应该有很高的抗倒塌能力。在1994年前后的美国洛杉矶地震和日本阪神地震中，倒塌的就都只是那些年久失修的旧建筑物。实践证明要实现抗震设防三准则是完全有可能的。超过抗震设防标准以上的地震荷载应该算得上建筑物可能遇到的最大荷载了。既然如此，也就表明，不论在任何时候任何情况下，都不容许、不应该有建筑物倒塌

的情况出现。只要出现，就完全可以认定在设计、施工与管理(使用)方面必然存在严重问题，必需追究人为过失。决不容许人们在自然灾害的大帽子底下开小差，逃避责任。这一点不仅是每一位工程师，也是土木建筑行业的每一位从业者都应该清醒地认识到的。

2.1.4 倒塌事故不会少见

事实上，不论是从唐山地震的画面，还是最近几次伊朗地震，海地地震，印尼地震，福岛地震的画面所见，倒塌的建构筑物都是成片成堆，触目惊心。自然，这些倒塌的建构筑物大都是未经抗震设防的历史留下来的包袱；问题是，不论什么国家，就是像日本那样的经济强国，仍然难免存在历史包袱；问题是，即使是在今天大建设高潮中新建成的工程，对其安全性与耐久性问题仍然没有得到应有的重视；问题是，正在施工中的大楼还时有倒塌事故的出现。从这一点看，前景确实不容乐观，倒塌事故不会少出现。

2.1.5 大楼猝倒并非个案

近年来发生在上海的大楼猝倒事件惊动了全国，而国家住建部的质监官员却认为这只是个案，似值得商榷。研究表明，大楼猝倒既然存在其固有的也是非常普通的原因，就绝非偶然，也非个案，值得警惕！

2.1.6 小康社会与安居工程

我国现在已经基本上进入了小康社会。顾名思义，所谓小康，必然要具备一个安居乐业的条件。所谓安居，起码必须保证居住建筑的绝对安全，不能让人们在担心住房倒塌、提心吊胆的情况下挨日子。可是仔细考察起来，对于13亿多人口来说，具备这一条件还真不容易。先把广大农村的居住安全条件放在一边，就拿城镇来说，以百亿平方米计量的居住建筑，究竟有多少是符合安全标准的，还说不清楚。要先进行一次全国性的安居工程普查鉴定，再进一步开展改造加固工作才行。其规模之大，所需投入量之大，可想而知。政府有关部门是否已把它列入实施计划，应予关注。同时，这也是整个土木建筑行业从业人员所必须面对的一个现实问题。

2.2 建筑物坍塌事故机理研究

建(构)筑物的坍塌机理极为复杂，也难以用理想化的力学模型进行表述，现分以下三种不同的坍塌机理进行一些初步探讨。

2.2.1 整体坍塌

建筑物的整体坍塌与建筑物的上部结构，包括建筑物基础在内的建筑物整体的设计标

准承载能力、刚度特征，均无必然关系。甚至相反，越是上部结构设计标准偏高，刚度偏大的建筑物，出现整体坍塌的可能性就越大。整体坍塌后的建筑物虽然已失去了使用功能，但其内在的结构构件，却可能仍然完整无损。其坍塌机理分以下几种情况。

1. 桩基失稳坍塌

桩基失稳，导致建筑物倾斜并坍塌的事故是当前出现几率最高的事故。关于桩基倾斜、失稳引起建筑物倾斜、坍塌的机理研究工作，目前人们的关注还很不够。桩基失稳的直接原因是挤土桩的挤土效应与超静孔隙水压力效应。比如武汉某 18 层大楼因为桩基失稳，导致大楼倾斜、摆幅达 3354mm。虽然尚未形成倒塌事故，但是大楼摆幅如此之大，自然是人们所无法接受的，最后只得实行爆破拆毁。

2. 地基剪切破坏坍塌

根据岩土力学的弹塑性理论分析与大量刚性筏板基础或箱形基础下的压力盒测试记录证实，刚性基础下的压应力(地基反力)分布曲线呈马鞍形，压力强度为边缘大、中间小。因此，地基很可能在边缘出现应力集中状态，形成塑性体，引起剪切破坏，土体向旁挤出，导致建筑物倾斜与坍塌。如图 2.1 所示。著名的加拿大谷仓坍塌事故就是一例。

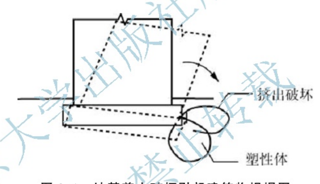


图 2.1 地基剪力破坏引起建筑物坍塌图

3. 地基液化或流变坍塌

饱和粉细砂土或饱和粉土在受到震动波作用下，会出现液化现象，土体颗粒处于悬浮状态，不仅失去自重，失去相互约束的能力，也完全失去支承能力，就必然导致建筑物坍塌。日本新潟地震时出现的大量建筑物整体坍塌、卧倒现象，就是地基液化的结果。同样，饱和软粘土尤其是淤泥质土在受到冲击和扰动时，会产生流变状态，使地基土完全失去支承力，导致建筑物倾斜与坍塌。

4. 地基整体失稳坍塌

在工程地质构造异常的条件下，很可能出现滑坡、山崩、地动、地陷等现象。建造在这些滑动土体上的建筑物就成了无本之木，必然遭到坍塌破坏。

2.2.2 裂损坍塌

如果把整体坍塌比拟成人的急性病，那么裂损坍塌就是慢性病。急性病之所以可怕，在于如果抢救不及时，顷刻之间就可能要了命。慢性病的可怕之处则在于发病率高，根治困难。裂缝，只是坍塌的最初征兆。就像人身患病，必然有体温失常，脉情异

样的表现。建筑物裂缝迹象如果任其发展下去，建筑物的变形、失稳与坍塌现象就会最终出现。

1. 裂缝机理

裂缝阶段是建筑物走上损毁坍塌之路的最初表征。建筑物裂缝机理最为复杂，也是工程事故分析课题的研究重点。我们将根据各种不同的结构类型和不同的致裂原因，在后面的有关章节分别深入地研究其不同的裂损机理。只有正确地掌握和理解了结构的裂损机理，才谈得上对危险建筑采取正确的加固与拯救措施，才谈得上能在工程实践过程中提高事故防范意识，杜绝重大事故的发生。

2. 变形机理

结构出现严重裂损以后，其整体性受损，刚度锐减，因而出现严重的结构变形。变形出现以后，由平面结构组成的空间结构体系就被破坏，结构的计算图形或者说力学模型完全改变。稳定结构逐步变为不稳定结构，这就是坍塌的前兆。

3. 失稳机理

建筑物的变形发展到失稳阶段，情况就如同人的病情进入了急性阶段。失稳阶段的平衡状态是临时性的极限平衡的临界状态。这一时刻只需有些许外力作用，建筑物就可能急剧发展成坍塌状态。同样，只要施以适当的外力，也可能使结构暂时转危为安，获得加固与恢复的机会。

4. 坍塌机理

如果说因为地基问题引起的建筑物整体倾斜与坍塌还可能保持上部结构的完整无损，并有可能获得扶正复位与加固希望的话，那么经过裂缝、变形、失稳最后进入坍塌状态的建筑物就只能是粉身碎骨，剩下的必然是一片废墟。事后进行清理还必然花费很多人力，物力。

2.2.3 局部坍塌

局部坍塌事故多出现在整体性较差的预制构件体系。比如由于钢屋架或钢筋混凝土屋架的承载力不够、变形太大引起的屋顶坍塌事故，就是曾经在国内外工业厂房中出现频率最高的事故。一般情况下只形成几榀屋架范围内的连锁反应，就会发生局部坍塌。只有在体系整体性极差的情况下，才构成厂房的整体坍毁。发生在英国伦敦的由于煤气爆炸形成局部冲击荷载引起预制大板结构的高层公寓局部坍塌事故，就是比较典型的案例。

2.3 坍塌事故与自然灾害

什么是坍塌事故，什么是自然灾害，在工程事故分析中，必须有个明确的界定。在前面坍塌事故的定义中已经谈到了这一点，但似乎还不够具体。问题在于人们往往愿意把很多责任事故统统划归自然灾害以逃脱责任，躲避惩罚。这不仅有失公正，而且对经验的总结、技术的进步、事故的防范也极为不利。比如说唐山大地震，几乎整个城市的建筑物被

摧毁，死伤人数达40余万，而地震烈度与之相近的美国洛杉矶地震与日本阪神地震造成的建筑物坍塌和人员伤亡就寥寥无几，损失极为有限。因此，决不能把人为过失统统算作自然灾害。灾害是可以依靠人们的积极努力去减免与消除的，也可能由于人们的过失而导致并加重的。抗震设计的安全设防三准则已规定得很清楚，建筑物的抗震设防底线是“大震不倒”。滑坡、山崩、地动、地陷、水灾、火灾等所有能导致建筑物坍塌的自然灾害都应该有个设防底线。有了设防底线，自然灾害都是可以防范的。既然可以防范而不加防范，那就是责任事故。当然，自然条件是在不断发展变化中的，受时空的限制。很多现象，很多问题，过去无法发现，只有发展到今天才明朗化，这就必然有历史留下来的包袱。很多问题今天仍然不可预料，只有留待以后才能澄清处理。在这样的情况之下形成的事故，才能算得上自然灾害。

2.4 坍塌事故防范

既然坍塌事故会给人们与社会造成如此大的损失，就必须把精力集中放在事故防范工作上。不论是慢性病还是急性病，其发生发展都有一个过程，都有一定的预兆。不管是建筑物的整体坍塌，或是裂损坍塌，还是局部坍塌，都是可以防范的。除了像“9·11”事件中的纽约世贸大厦被毁之类的特殊情况外。有一位名医说过一句话：“最好的药是时间。”时效就是良药，这很有哲理。再大的病，只要及时采取一点点小措施，也许只是一小片药，就可见神效。如果贻误了治病时机，则再好的、再珍贵的药也难以见效。坍塌事故等到已经发生或即将发生时再救治，必然是徒劳无益的了。越是防范得早，就越省事，越能见效。既然坍塌事故的根源可能出现在工程实践的全过程中，也就是从勘察、规划、设计、施工到使用阶段的任何一个时刻，那么事故防范就不能单是依靠勘察设计和施工操作中的从业人员就能完全见效的。这是一件全社会都应该关注的大事，必须从科普、教育、宣传下手，全体动员，全面防范。记得阪神大地震以后，日本社会在抗地震和防范坍塌事故方面的科普宣传工作做得很普及，值得借鉴。

2.5 坍塌事故抢救

坍塌事故抢救应按事故到来之前和事故出现以后两种情况来进行讨论。在事故到来之前的紧要关头——千钧一发之际，抢救工作组织和发挥得好，就可转危为安。同样，在事故出现以后，为了抢救埋在废墟中的生存者，更需要紧张有序、快速见效的抢救工作。

2.5.1 千钧一发之际的紧急抢救

从力学观点看，倒塌事故到来之前的一刻，结构体系正处于极限平衡的临界状态，正像天平上的两力相持，难分上下。稍微一点外力，就能起到决定性作用。在这样的紧急关头，负责组织抢救的人不能光凭胆量和勇气去取胜，必须把厚实的技术功底和良好的心理

素养包括理论基础和实践经验亮出来，展开搏斗。既不能瞎指挥，帮倒忙，也不能犹豫不决，坐失良机。这是真正经受考验的关键时刻。当然，其中也会存在很多偶然因素。有些突然出现的情况是很难预测的。因此，再多经验的指挥人员和再有战斗力的抢险队伍，也不可能百战百胜。后面将在第 16 章中用厂房滑移、大楼出走、大厦失稳与楼房失火四个具体的工程抢险案例来进行论述。

2.5.2 一片废墟之下的生死搏斗

坍塌事故既然已经发生，展现在抢险队员面前的是一片废墟，所听到的都是呼救声。而要在新坍塌下来尚未稳定的废墟中寻找生命，难度是极大的，技术条件极其复杂，不可预见的因素极多，危险性也极大。这就不能单纯依靠爱心和毅力了。训练有素的队伍和抢救设施将起决定性作用。马来西亚吉隆坡高层公寓倒塌后，该国的国家救援队也束手无策，只得向新加坡、日本和法国等世界知名的强力救援队伍求助。三国动用了世界上最先进的勘测救护设施和数以百计训练有素的救援队员，在废墟下整整战斗了 12 个日日夜夜。结果是除了母女二人获救之外，其余 70 余人遇难。韩国汉城三丰百货大楼坍塌事故发生后，救援的队伍规模就更大。整整二十几个昼夜，持续进行着现场电视直播，牵动着全世界人民的心。最后仍有 500 余人死难，这些充分说明了在废墟下进行抢救任务的艰巨性。

2.6 结构加固的可行性

不论是濒临整体坍塌危险的建筑物，其倾斜已严重到什么程度；或面临裂损坍塌之险的建筑物，其结构裂损已严重到什么程度，只要是在建筑物还没有彻底倒下成为废墟之前，对其进行结构加固的可能性始终是存在的。尤其是钢筋混凝土结构和钢结构，具有很好的延性和很强的结构整体性。只要对受损构件和节点进行逐一加固，或对整体倾斜面临坍塌危险的建筑物进行综合纠倾扶正，再对其地基基础实行全面加固处理，就有可能完全、有效地恢复建筑物的承载力功能和使用功能。目前在建筑物综合纠倾、地基基础加固处理和结构构件与节点加固的技术方面，已经有了成熟的经验，关于这方面的问题，将在后面第 13、17 章进行专门讨论。

2.7 结构加固的经济性

建筑物坍塌以后，居民生命和财产方面所遭受的直接损失以及国家和社会在环境方面和政治方面遭受的间接损失是巨大的。除此之外，建筑物本身的造价再加上 20%以上清理废墟和基础的直接损失也是惊人的。而对建筑物实施综合纠倾，地基处理和结构加固的全部费用，一般可以控制在新建造价及清理费用总金额的 50%以内。因此认为，尽最大努力拯救濒临坍塌的危险建筑物，并进行加固，在经济上是完全合理的。

2.8 坍塌事故案例

由于一些历史原因，很多坍塌事故信息被长期封锁禁锢，一些宝贵的经验教训得不到吸取，殊为可惜。现仅就自 1950 年以来发生在国外与国内的有代表性的典型事故概述如下。

2.8.1 大跨度网架坍塌事故

网架结构多用于工业厂房、会场或剧院等公共建筑。这些建筑出现坍塌事故，对人们的生命安全威胁最大，也最容易引起社会的关注，而偏偏这类事故出现的频率很高。比如深圳展览馆网架坍塌事故、太原电讯楼网架坍塌事故、美国新奥尔良体育馆网架坍塌事故和新近出现在山西介休旅游景点的网架坍塌事故，都有其共性与个性。据不完全统计，仅在上世纪 80 年代的短短几年之内，国际上就曾出现过十几起大跨度网架坍塌事故。其中发生在相对说来工程事故率最低的美国国内的就达四起。而在我国，由于经济与文化的空前发展，大跨度、大空间建筑物激增，近几年来的网架坍塌事故更是频繁出现，损失极大，对工程学术界的震动也很大。但也有人认为，这是作为一种新型结构在其发展过程中必然要付出的代价。不管怎样，网架坍塌事故风暴还是引起了工程学术界的高度关注。1987 年新加坡国际结构事故会议就是在这样的背景下召开的。

下面收集的是 2011 年出现在山西介休的旅游换乘点网架(图 2.2)和 2009 年 6 月出现在马来西亚的大型体育场网架(图 2.3)坍塌现场实况，有一定的代表性。

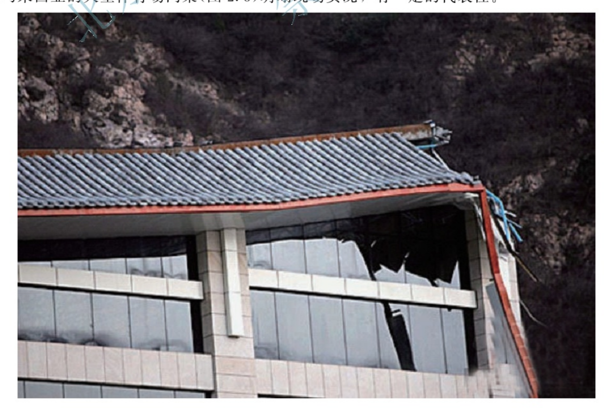


图 2.2 山西介休旅游点网架坍毁实况



图 2.3　马来西亚体育场网架坍毁现场

2.8.2　大批量桥梁坍塌事故

近五十年来国内外出现桥梁坍塌事故的频率也很高，像著名的重庆彩虹桥坍塌事故是现代化人行大桥坍塌的典型。类似情况，国内国外都不少见。出现在旅游风景区的人行桥坍塌事故几率就更高。前几年出现在浙江宁波的杭州湾跨海大桥坍塌事故则是现代化预应力箱梁桥坍塌的典型，国内国外都有类似案例报道。美国俄亥俄大桥坍塌事故则是钢梁桥坍塌的典型，出现在国外的类似案例更多，国内也时有出现。由于桥梁工程历史悠久，一般服务年限已久，环境条件复杂，超载情况又难以有效控制，这是桥梁坍塌事故率高的主要原因。也成了工程学术界和政府有关管理部门面临的一道难题。

按理说，横跨大江大河，肩负交通命脉，事关国计民生的大桥建设，不只是一个百年大计的问题，还应该有更长远的考虑。在旧时艰巨条件下建成的著名的赵州桥等古桥，不就有了成百上千年的服务历史吗？而最近在国内频繁出现的新建大桥的坍毁事故，比如杭州的钱塘江三桥、湖南凤凰县的沱江大桥、湖南株洲的城市高架桥、广东的九江大桥，还有湖北等地的多座大桥，所犯的竟多是设计、施工或管理中的低级错误，任人民的生命财产遭受损失，实难容忍！至于出现在汶川震后灾区一些险隘关口的著名大桥，还竟然在保持着屡垮屡修、不屈不挠的战斗状态，更令人惶恐不安了。认为百年大计，在复建之先，就理应先选线，后治山，再建桥。既然已是路不可选，山无法治，桥就不能建。宁可多绕道，另选线，毕竟应以“安全第一”为最高准则。

回顾一下近几十年来出现在国内的让人惊心动魄的桥梁坍毁记录，究其原因，大致可以划分为以下三种情况。

（1）设计不周，或施工失当，尤以施工失当案例为多见。像宁波跨海大桥箱梁桥面构件设计中存在的缺憾，以及湘西凤凰大桥于工程地质条件不可靠(桥支座出现下沉)的情况下不适当地选择了对地基变形反应最敏感、整体性最差、抵抗力最弱的石拱结构这样的方案性错误，还是很少见的。至于2011年发生在新疆314国道孔雀河上的钢筋混凝土拱桥桥面坍塌事故，是由于设计与施工同时失误，形成铁铝结合的金属电偶，将拱桥钢缆(吊杆)腐蚀，导致桥面下落，就更加罕见了。图2.4列举了8个由于设计不周或施工失当引起的坍塌事故案例，具有一定的代表性。

图2.4(a)为浙江宁波南海大桥坍塌事故(2008年3月)：造成局部坍塌事故的原因已如上述，只是桥面次要构件设计失误，在承重主梁和墩台基础方面并不存在问题。而且问题是暴露在施工的起步阶段，由于纠正及时，损失很小，这是万幸。图2.4(b)为湘西凤凰石拱桥坍塌事故(2007年8月)：问题虽然出在设计的结构选型上，但施工和监理方面眼见石拱墩台出现了地基下沉的险象，仍然置之不理，坐待事故到来，最终造成巨大的人员伤亡和财产损失，实在责无旁贷。图2.4(c)为印度北安恰尔邦钢桥坍塌事故(2012年3月)：未见到详细报道，仅从以上图面看，属于跨度上百米的上承式钢架桥，事故时架桥机等起重设备已撤离现场，死伤人数有限(6死17伤)，说明施工已近尾声。因此认为：不存在气候(天灾)问题，不存在地质问题(有较强的抗沉降应变功能)，不存在超载问题。断裂点出现在跨中的某一节间，显然，事故原因很有可能是出在工厂的焊接工艺和焊接质量问题上。图2.4(d)为越南刚架桥坍塌事故(2007年9月)：该桥为全长16km，主桥2.75km的现代化刚构组合桥，由日本政府资助，日本公司具体负责组建(含设计与施工)的湄公河三角洲第一大桥。失事时现场正在浇筑桥面混凝土，工作面上的250人，死伤达200人以上。据常规判断，似不应存在设计问题，显然是施工问题，更具体地说，应该是施工荷载超负问题。而从结构特征和事故现场实况看，混凝土浇筑时的最大施工荷载并不应依靠脚手架等临时支撑落地来提供(也就是说不受水灾影响)，而是应该依靠主刚架本身去提供。那么，施工荷载超负引起坍塌的问题，实际上也就成了设计问题，至少是设计向施工技术交底不清的问题。图2.4(e)为南京高架立交桥坍塌事故(2010年11月)：该桥由某一国有企业负责施工，因为现场管理混乱，作业违章。显然所犯的错误属于典型的“低级错误”。图2.4(f)为韶赣高速立交桥坍塌事故(2011年5月)：该桥失事时正在浇筑桥面梁板混凝土，失事原因是由于超高的脚手支架失稳。裹埋在流体混凝土中的7具尸体被救援队发现时，已被混凝土固结，惨不忍睹。图2.4(g)为甬台温在建铁路支线桥坍塌事故(2008年8月)：该桥为预制钢筋混凝土箱梁桥，块重240t，架设就位，尚未焊接、浇筑固结成为整体时，过早拆除了翼板下的临时支撑，引起块体失稳坍塌，7死2伤。其实这样的错误是完全可以避免的。图2.4(h)为新疆314国道孔雀河拱桥桥面坍落事故(2011年4月)：该桥桥长150m，宽24.5m，为一中承式钢筋混凝土拱结构悬挂钢筋混凝土桥面的新桥。1998年建成投用才10来年，桥面坍塌原因是如前面所述的设计与施工同时失误，造成金属电偶腐蚀了吊挂钢缆，导致15m长的一段桥面整体跌落。

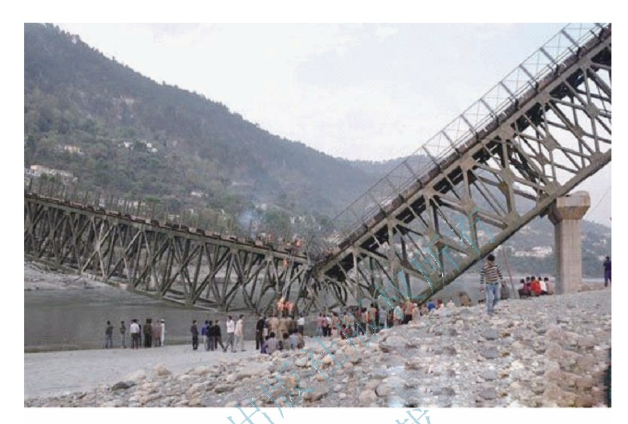


(a) 浙江宁波南海大桥坍塌事故



(b) 湘西凤凰石拱桥坍塌事故

图 2.4　8 个由于设计不周或施工失当引起的坍塌事故案例



(c) 印度北安恰尔邦钢桥坍塌事故



(d) 越南刚架桥坍塌事故

图 2.4　8 个由于设计不周或施工失当引起的坍塌事故案例(续)



(e) 南京高架立交桥坍塌事故

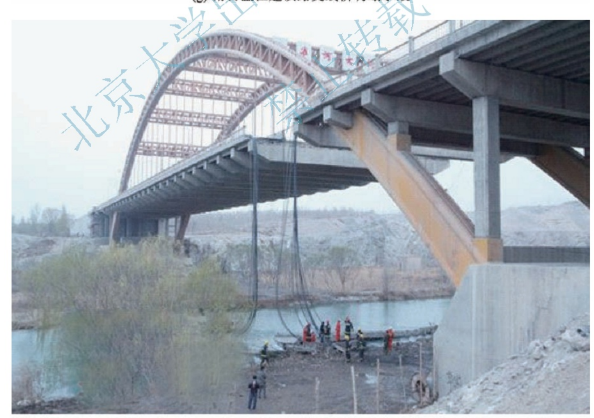


(f) 韶赣高速立交桥坍塌事故

图 2.4　8 个由于设计不周或施工失当引起的坍塌事故案例(续)



(g) 甬台温在建铁路支线桥坍塌事故



(h) 新疆314国道孔雀河拱桥桥面坍塌事故

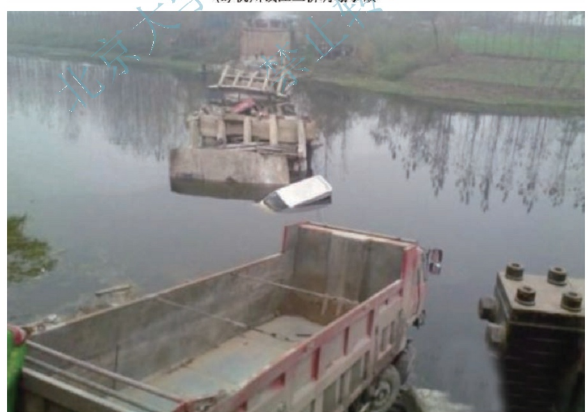
图 2.4　8个由于设计不周或施工失当引起的坍塌事故案例(续)

(2) 结构疲劳，或荷载失控。这也是当前全球范围内桥梁坍塌事故层出不穷，令人震惊不已的主要原因。比较起来，全球此类原因造成的坍塌事故还要以我国和印度为最，这也是与国家经济发展的进程相关联的。图2.5列举了8个比较引人关注的由于结构老化或荷载失控引起的坍塌事故案例来予以说明。

图2.5(a)为杭州钱江三桥坍塌事故(2011年7月)：原因很明确，载重128t钢板的大货车压垮了桥面。铁证已摆在眼前。图2.5(b)为河南项城汾河大桥坍塌事故(2011年11月)：该桥于1977年建成，本已经认定为危桥，加上频繁超载，造成整体坍塌，四车落水。图2.5(c)为徐州沛县朱王庄二桥坍塌事故(2012年4月)：本已是正在拆除中的危桥，却不慎失事，说明拆桥并不比建桥容易。图2.5(d)为福建武夷宾馆大桥坍塌事故(2011年7月)：该桥为1999年建成的中承式钢筋混凝土拱桥，全长301m、宽18m，跨越崇阳溪，是武夷山景区的一道景观。失事时仅有一辆公交车行驶于桥上，突然出现了一段长50m的桥面塌落，据称是因早先过桥的超载货车引起，实则更有可能和前述孔雀河桥坍塌是同一个原因——钢缆腐蚀。图2.5(e)为美国明尼苏达州密西西比河桥坍塌事故(2007年8月)：该桥于1967年建成，跨河主桥为上承式钢结构拱桥，单跨过河。坍塌段为主跨，长度为300m，被摔断成3段。50辆汽车落水。分析坍塌原因为结构老化、维护不到位，但这只是失事原因之一，必然还存在一些设计方面的细节问题。图2.5(f)为辽宁盘锦大桥坍塌事故(2004年6月)：该桥于1977年建成，为全长878m跨辽河的多孔钢筋混凝土箱式连续梁桥。断裂坍落点出现在承载力最低的悬臂端，这显然与超载有关。另外，事故发生在开始进入高温的6月份，这似乎说明与钢筋混凝土连续梁桥的宿敌——温度收缩应力无直接关系，但也正是由于冷缩已经使钢筋产生疲劳，使混凝土出现裂缝，继而热胀又将裂缝界面处的混凝土挤碎，箱梁承载力锐减。因此，在严寒地区，作为钢筋混凝土箱形连续梁薄弱环节的伸缩缝设置及其构造细节还是一个值得关注的问题。图2.5(g)为黑龙江铁力呼兰河大桥坍塌事故(2009年6月)：该桥为1973年建成的6孔双幅、长187.7m、宽15m的钢筋混凝土箱梁桥。被超载压垮的是单幅4孔，宽7.5m，长120m。4孔同时出现连锁反应，必然与支座特性和伸缩缝位置相关。还请注意，事故发生在转暖的6月份，绝非偶然。这说明超载并不是失事的唯一原因，还应关注严寒地区钢筋混凝土连续梁桥的伸缩缝设置是否到位，其构造细节是否合理的问题。图2.5(h)为印度比哈尔邦帕科尔布尔80岁老龄桥(2009年8月)：该桥年久失修，加上超载，发生事故是必然的。



(a) 杭州钱江三桥坍塌事故



(b) 河南项城汾河大桥坍塌事故

图 2.5 8个由于结构老化或荷载失控引起的坍塌事故案例



(c) 徐州沛县朱王庄二桥坍塌事故



(d) 福建武夷宾馆大桥坍塌事故

图 2.5　8 个由于结构老化或荷载失控引起的坍塌事故案例(续)



(e) 美国明尼苏达州密西西比河桥坍塌事故



(f) 辽宁盘锦大桥坍塌事故

图 2.5　8 个由于结构老化或荷载失控引起的坍塌事故案例(续)



(g) 黑龙江铁力呼兰河大桥坍塌事故



(h) 印度比哈尔邦帕科尔布尔80岁老龄桥坍塌事故

图 2.5　8 个由于结构老化或荷载失控引起的坍塌事故案例(续)

(3) 自然灾害(尤以山洪和地震为主)，或其他意外因素，也是引起桥梁坍毁的原因。但是山洪和地震灾害毕竟要受到时间和空间的制约，所以受灾概率不会太高。图 2.6 列举了的 5 个由于自然灾害或其他原因引起的桥梁坍塌的案例，有一定的代表性。

图 2.6(a)为广东九江大桥坍塌事故(2007 年 6 月)：该桥为一 4 支柱排架(桥墩)支撑，双幅宽 16m，全长达 1675m，最大孔径为 160m 的斜塔拉索箱梁桥。据报道称该桥是被一运砂船撞塌。坍塌范围约为 200m。对于这种情况，以上结论确实还值得质疑：①涉事船上的船员并未负伤，说明其辩称船并未撞到桥还是有一定道理的，至少是相撞并不激烈。漂浮于水面上的船舶与静止的桥柱相撞，并不像对驶的两船相撞，更不像陆地上对开的两车相撞，其撞击力不会大，衰减得也很快。对于 4 柱排架的桥墩来说，最多伤及其前沿一柱也就到了极限，何至于 200m 范围内的桥柱全面崩溃？②全桥作为一个长 1675m、宽 16m，平均高度至少 30m 的空间结构，拥有无限大的纵向空间刚度和一定的横向空间刚度，也拥有很好的整体性，何况上面还有斜塔和钢缆的吊挂作为双保险，即使失去一根桥柱，甚至失去整列 4 根桥柱，一时也不应该形成连锁反应，大面积坍塌，充其量也只是出现较大的变形(挠度)而已。③据此，应该认为大桥必然还存在一定的施工质量问题。在这方面，最大的忌讳就是结构刚度中心的不吻合。如果其纵向刚度中心并不是一条理想的直线，而成了一条左扭右折的曲线，则其刚度和整体性必定大打折扣，其抵抗力也会大幅度削弱，而出现连锁反应、大范围坍塌的现象也就在所难免了。据报道，在大桥施工过程中曾出现过合龙时中线偏离 10cm 以上的误差，也许这才是重要的事故原因之一，遭船撞击只是导火线。图 2.6(b)为湖南平江范固桥坍塌事故(2012 年 5 月)：这是一座全长 120m 的 3 孔石拱桥，1988 年建成，如果和赵州桥等老桥相比，可以说还在哺乳期，应该前程无限。只因维护保养工作不到位，人们过早的给它扣上了“二类”的帽子(应该说明，新建成的石拱桥其地基和拱圈都有一个压缩稳定的过程，正是加强维修保养的关键时期)，还眼睁睁地看着它在山洪肆虐下于瞬间与几条鲜活的生命同归于尽，实在可悲。图 2.6(c)为新疆阜康铁路支线桥坍塌事故(2007 年 3 月)：这是一条长度不过 10m 的小桥，要对它进行维修保养，乃至更新再造，也是轻而易举、代价不高的事。只因小桥失事，导致了列车翻滚的惨祸，这是路政部门没有算好的经济账。图 2.6(d)为河南栾川伊河桥坍塌事故(2010 年 7 月)：这是一座通往旅游区要道上的 5 孔空腹石拱桥，全长 233.7m，于 1987 年建成。只因维修保养不到位，早已处于“带病工作”状态。又因一场特大洪水，将全桥彻底冲垮。停留在桥面上的 66 人瞬间丧命。图 2.6(e)为韶关南雄间高速连通乡镇要道小桥坍塌事故(2008 年 6 月)：这只不过是乡镇道路上的一条小桥而已，与当今在充足的投资、优越的条件和较高的标准下建造起来的高铁、高速大桥相比，相差甚远。可是因为它的坍塌，竟严重地威胁到一万多住民的生计。也正因为像它一样的小桥建造标准低，所处环境恶劣，事故几率高，因而影响面更广，对国家和社会的威胁更大。在当前极端天气频现的情况下，更成了工程师们应该关注的新课题。



(a) 广州九江大桥坍塌事故



(b) 湖南平江范固桥坍塌事故

图 2.6　5个由于自然灾害或其他原因引起的桥梁坍塌案例



(c) 新疆阜康铁路支线桥坍塌事故



(d) 河南栾川伊河桥坍塌事故

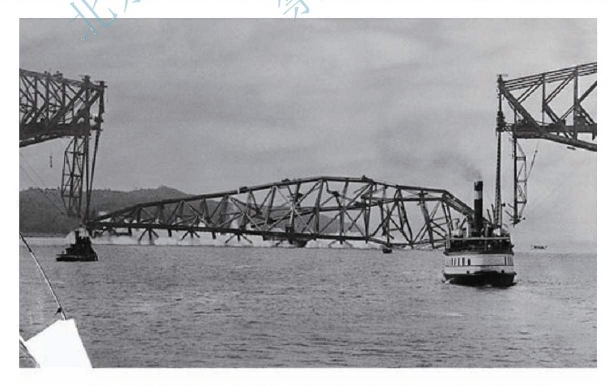
图 2.6　5个由于自然灾害或其他原因引起的桥梁坍塌案例(续)



(e) 韶关南雄间高速连通乡镇要道小桥坍塌事故

图 2.6　5 个由于自然灾害或其他原因引起的桥梁坍塌案例(续)

(4) 除此之外，美国《时代周刊》还选出了近几十年来出现在全球范围内的十大恶性桥梁坍塌事故，人员伤亡和经济损失均极其惨重，事故现场让人触目惊心。关于十大恶性事故形成的原因和结果，已早有定论，这里就不再多加评说。唯有魁北克大桥的两次失事，还是在当时的美国，也是全球顶级桥梁专家的主持下出现的。说明工作中不能没有权威，却也不可迷信权威。图 2.7 列出了全球十大恶性塌桥事故组图(选自《时代周刊》)。



(a) 加拿大魁北克大桥坍塌事故 (1907年和1916年施工过程中分别出现坍塌)

图 2.7　全球十大恶性塌桥事故组图



(b) 美国连接西佛罗里达州与俄亥俄州吊桥坍塌事故(1967年)

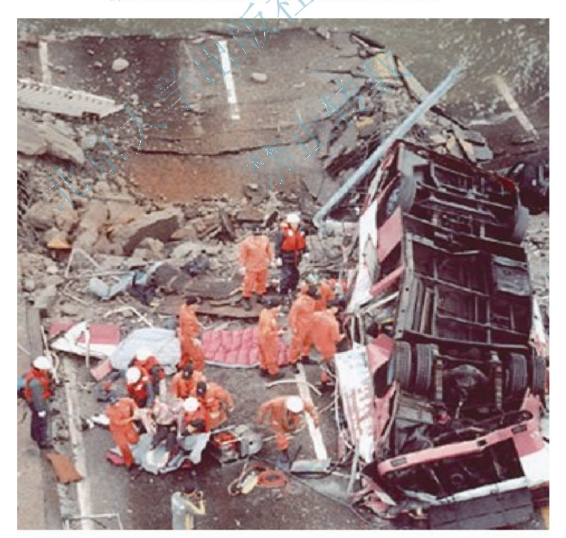


(c) 美国堪萨斯州海厄特至雷根西饭店人行桥坍塌事故(1981年7月)

图 2.7　全球十大恶性塌桥事故组图(续)



(d) 美国康涅狄格州格林威治米勒斯大桥坍塌事故(1983年)



(e) 韩国首尔桑苏大桥坍塌事故(1994年10月)

图 2.7　全球十大恶性塌桥事故组图(续)



(f) 重庆綦江彩虹桥坍塌事故 (1999年1月)



(g) 葡萄牙Hintze—Ribeiro大桥坍塌事故 (2001年3月)

图 2.7 全球十大恶性塌桥事故组图(续)



(h) 印度达曼西部滨海大桥坍塌事故(2003年8月)



(i) 西班牙格兰纳达A1munecar高速公路桥坍塌事故(2005年11月)

图 2.7　全球十大恶性塌桥事故组图(续)



(j) 印度比哈尔邦帕科尔布尔150岁老龄桥坍塌事故(2006年12月)

图 2.7　全球十大恶性塌桥事故组图(续)

关于以上案例，由于时间仓促，收集到的信息不多，只就其表面现象谈了一点粗浅的见解，提请读者关注，以示警醒。必要时，将就其中一些有争议的疑难案例，作进一步的坍塌机理分析，与广大读者商榷。

2.8.3　鞍钢砖混结构厂房坍塌事故

鞍钢砖混结构厂房算得上“大跃进”时期的代表作，它的倒塌原因、倒塌机理、倒塌后果与当时的其他案例，比如杭州的半山钢铁厂厂房倒塌事故，邯郸的炼铁车间倒塌事故等大同小异。可以把它作为那一个时代的典型案例来研究，这其中有很多值得吸取的经验与教训。

2.8.4　北京矿业学院教学楼坍塌事故

北京矿业学院教学楼坍塌事故有很多特点，事故发生以来一直得到国内外工程学术界的关注，值得作为典型案例来进行分析与研究。

(1) 该事故是建国以后规模很大、损失较大而且被较早公开报道的一次事故。

(2) 该事故出现的原因有些特殊，从表面上看，不论设计质量或施工质量，可以说在当时还是一流的。设计与施工均出自名家之手。坍塌之前，没有任何能引起人们关注的不良表征，连轻微裂缝也很难找得到。因此，事故原因曾引起过工程学术界的争论。

(3) 事故发生在北京，而且死伤人数较多，得到了高层领导的关注。因而对当时的工程质量管理工作和后来的工程事故分析与研究工作都有很大的推动作用，国内第一次结构裂缝会议就是在这样的背景下召开的。

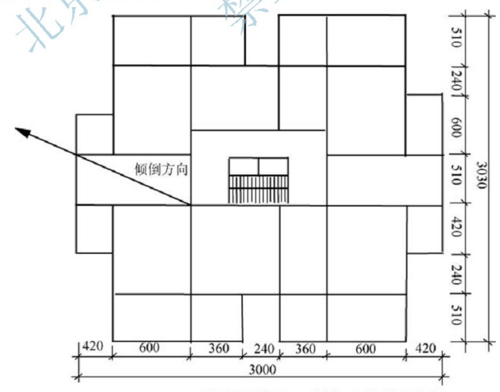
(4) 在该事故发生后的相当长一段时间里，国内又出现过不少教学楼坍塌事故，例如江西的井冈山教学楼坍塌事故，湖南、贵州等几处教学楼坍塌事故……虽然其坍塌原因、坍塌机理与之截然不同，却得到了同样的重视与关注。

2.8.5 江西某商住楼坍塌事故

江西某商住楼倒塌事故虽然规模并不大，损失并不多，但其倒塌机理却很特殊，值得关注。在设计与施工质量正常的情况下，仅仅几条毫不起眼、微不足道的小裂缝——温度应力引起的梁端墙面八字形裂缝和梁支座下集中应力引起的正常剪胀裂缝杂交以后，迅速发展。就在无风雨、无超载、无地基变形因素的情况下，仅是一夜寒流偷袭，导致了一栋尚未封顶的新楼坍塌。这应该作为罕见案例进行研究。

2.8.6 武汉某18层大楼倾斜事故

一栋崭新的全剪力墙结构住宅楼，具有良好的结构整体性和空间刚度，却因桩基失稳而倾斜，被迫拆毁。桩基失稳的主要原因是设计中追求桩基础的安全可靠度偏高，而事故处理采取紧急控制爆破拆除的原因也是基于对区域环境安全的考虑。什么是真正的“安全”？在工程实践过程中应该如何去把握“安全”？很值得反思。记得早在2000年于杭州召开的以“工程安全及耐久性”为主题的中国土木工程学会第九届年会上，就曾经以这样的论点示诸大会，当时只得到了部分专家的认同。经过5.12汶川大地震的考验，这一论点已得到了较多的共鸣。图2.8(a)和图2.8(b)分别为已被强制爆破拆除的武汉18层大楼平面图和青岛18层大楼立面图。



(a) 爆破拆除的汉口三眼井18层大楼平面图

图2.8 爆破拆除的两栋大楼



(b) 爆破拆除的青岛山东路18层大楼立面图

图 2.8 爆破拆除的两栋大楼(续)

图 2.8(a)所示为汉口三眼井 18 层大楼，其地面以上为 18 层，高 56m，另有一层地下室。大楼平面布置呈“H”形，占地面积 900m^2，建筑面积 17100m^2，为全剪力墙结构，1995 年 12 月被爆破拆除。

图 2.8(b)所示的结构坚挺的青岛山东路 18 层大楼则应新的商业利益和规划要求被爆破拆除。

2.8.7 三亚物资大厦损毁事故

三亚物资大厦事故原因是地基下沉，导致建筑物严重裂缝。地基下沉是一种典型的慢性病，是完全可以救治的。在病因早已确切查明的情况下，负责设计、施工的单位与业主却在为事故责任争论不已，纠缠不清。而有关管理部门也没采取相应措施予以控制，而是热衷于搞爆破拆除，值得反思。

2.8.8 衡阳火灾塌楼伤亡惨案

这是一次发生在 2003 年的已引起国内外工程学术界普遍关注的情况特殊的工程事故。这次事故与韩国汉城百货大楼坍塌事故相似。虽然从表面上看原因是业主行为不规范，工程没有经过正规的设计、施工与监理程序。实际上应该归咎于政府失职，对工程的建设管

理和质量监督不力。所幸的是衡阳塌楼事故虽然导致了众多(20名以上)英勇的消防官兵牺牲，连在抢险现场执行报导任务的几位记者也是死里逃生，从废墟中拔了出来的。但是毕竟事故是发生在火灾抢救的过程中，居民已全部撤离现场，否则，后果更是不堪设想。全国类似未经过正规设计、施工、监理程序而由业主凭关系、走后门私自建起来的违章建筑究竟有多少？值得追究。塌楼现场实况见图2.9。



图2.9 衡阳火灾抢险塌楼现场实录(2003年11月)

2.8.9 台湾高淳丰源中学礼堂坍塌事故

台湾高淳丰源中学礼堂倒塌事故发生在1983年8月的开学典礼时，全校600余名师生遇险，26人丧生。事故原因比较明显，却仍引起工程学术界和司法界近10年的争论。说明工程事故分析、倒塌机理研究这一课题是个难题，很值得关注。

2.8.10 韩国汉城百货大楼倒塌事故

汉城百货大楼倒塌事故发生在1995年，共造成501人死亡，937人受伤，最后一名生还者竟是人们经过了整整16个日日夜夜的奋斗才得以从堆积如山的废墟中抢救出来的。从塌楼的瞬间开始到抢救工作结束、救援队撤离，历时整整20个日日夜夜，全世界都能看到那焦虑、沸腾的现场直播画面，对工程学术界的震动很大。而进行反思的首先应该是政府有关管理部门。图2.10是事故现场实况。



图 2.10 韩国汉城百货大楼坍塌事故现场实况

2.8.11 马来西亚吉隆坡半山公寓坍毁事故

马来西亚高层公寓建于吉隆坡郊区的一个山坡上，为 3 幢 12 层建筑，于 1979 年建成，1993 年倒塌一栋，倒塌原因是基础被地下暗流(山坡径流下渗)掏空。从倒塌机理分析，可以说与下面还要提到的上海大楼猝倒事故、海口大楼失稳(出走)现象、和海南某中学食堂地基水土流失祸患大同小异。面对当前全球变暖，气候异常的危机，和全国大小城镇排水不畅，动辄出现街面积水成河，径流汹涌的险象，试问作为民生要素的安居工程，将何以保证？还值得吸取的教训是在大楼猝然倒塌的情况下，国内的救援队无力进行抢救工作，只得远向国外的日本和法国求救。压在废墟下的 70 余人最终丧生。唐山大地震中，我们动员的抢险队伍却是数以万计的解放军。其一不怕苦二不怕死的牺牲精神无疑是令人钦佩的，但毕竟缺少专业训练和先进装备，其救援效果显然是有限的。这也是近年来我国大力组建专业救援抢险队伍的原因。

2.8.12 海口某大楼后的保坎猝毁地基失稳事故

海口某 14 层大楼建于海岸第二级台地的前沿，靠近一 7m 高的陡坎。基础襟边距陡坎前沿亦为 7m。采用天然地基，沙垫层筏板基础。地基土表层为胶结良好的红粘土页岩，下面为深厚的承载力高、渗透力强的砂砾层或中粗砂。上部结构采用了小柱网框架和轻质填充墙。有理想的高宽比和极好的空间刚度。认为设计质量和施工质量都是可靠的，而且已经历了十几年正常使用过程的考验，连轻微的结构性裂缝也很少见到。就在这样毫无预

警信息的情况下，于一场大雨过后，楼后保坎(红粘土页岩残壁面贴砌毛石)猝然全线坍毁。随即在大楼底层窗口出现斜裂缝，并逐渐向上层窗口发展。此外，还在沿大楼两端山墙上出现了倾斜裂缝，山墙根的散水坡外也出现了通长的地面裂缝。像这种情况，说明大楼整体受到了一个短时出现的强大的水平推挤力，将保坎摧毁，并导致大楼短时前移(出走)并少量下沉，其所处环境和作用机理与马来西亚吉隆坡大楼大同小异(图 2.11)。

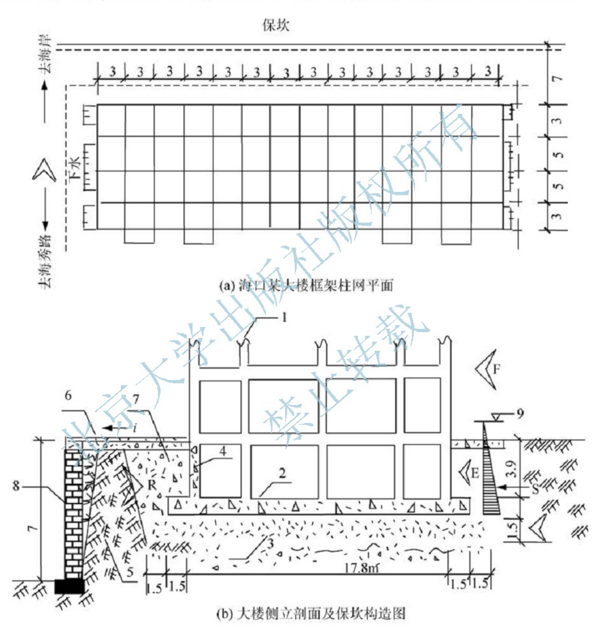


图 2.11 海口 14 层大楼保坎坍毁楼身失稳事故图

1—框架；2—筏基；3—砂砾层；4—地下室墙；5—红粘土残壁；
6—混凝土封面；7—回填砂石；8—毛石砌保坎；9—地表径流水位；
S—水渗压力；F—风压力；E—土压力；R—保坎复合体提供的约束力(被动土压力)

2.8.13 新加坡新世界大酒店坍塌事故

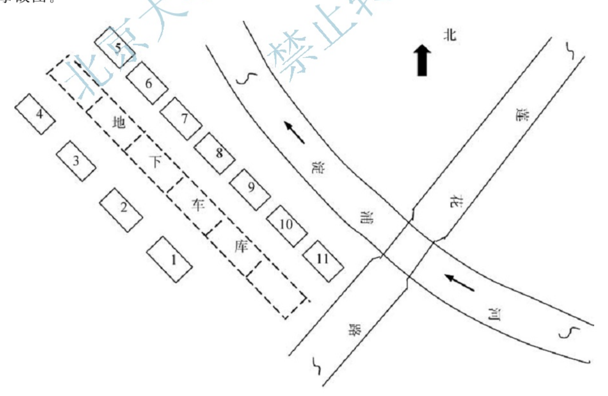
新加坡新世界大酒店坍塌事故，表面看来只是一起出现在施工阶段、由于桩基础工程

质量有问题而引起的大楼坍塌事故。但是这里有很多属于技术领域的、尤其是关于桩基技术可靠性方面的深层次的理论问题，并不只限于施工技巧问题，值得工程学术界反思。

自20世纪50年代尤其是近三十余年以来，为国际工程学术界所关注的重大工程事故多出现在发展中国家，尤其是集中出现在东亚新兴国家中。连号称经济发达，技术先进，管理到位的新加坡也不例外。发达国家出现的坍塌事故率却在逐年下降，像2004年出现在法国戴高乐机场的候机厅屋顶坍塌事故只是极少见的一特殊案例。这也充分说明了在工程建设领域，发展中国家与发达国家之间还存在很大的差距，尤其表现在对工程事故的分析、防范与控制水平方面。

2.8.14 上海某大楼猝倒事故

上海某楼群沿东西走向的淀浦河南岸布置，共11栋。地势北高南低。其中贴近河岸的第7号楼在毫无预警信息的情况下桩身“整齐”地折断，并猝然卧倒。让全球工程学术界大为震惊。其实，这只是桩基础在地表高水位径流波浪（淀浦河）冲击以及土层主动压力、地表堆载压力、再加上一部分风压力的共同作用下，抵抗力不足，导致土体失稳，引起PHC管桩桩身剪切脆性破坏造成的恶果。很是正常。楼前正在开挖的4.5m深的地下车库基坑，坑底标高并不低于桩基承台许多，其出现至多也只是起了个引起大楼猝倒事故的导火线作用而已。这样的设计与施工方案既然都是当前公认的常见现象，说明类似事故完全有可能在大范围内高频率出现，并非个案，不可不慎。如图2.12所示为上海大楼猝倒事故图。



(a) 小区公寓平面图

图2.12 上海大楼猝倒事故图



(b) 卧倒的7号楼与伫立的众楼



(c) “整齐”折断的PHC桩身

图 2.12　上海大楼猝倒事故图(续)



(d) 桩头和桩间土检视

图 2.12 上海大楼猝倒事故图(续)

2.8.15 海南某中学食堂地基水土流失祸患

海南某中学食堂为钢结构，由于自重轻，结构可靠性好，地基承载力高(地表为页岩质红土，下面为中粗砂层，承载力高，但地下水丰沛)，只是受用地范围限制，只得过于贴近一 8m 高的陡坎布置，后墙离陡坎距离仅 1m 左右(图 2.13)。保坎是用传统的浆砌毛石对原生态红土页岩岩体贴砌而成，只起保护作用，并不能构成理论上的挡土墙。建成后投用多年，一切正常。2011 年，有一新建市政道路紧贴食堂一端通过，道路行进至 8m 高挡土墙时显然必须进入地道。就在地道施工阶段和紧贴食堂保坎下面另一新开工工程的人工挖孔桩施工阶段(显然挖孔桩也是重要的水土流失通道之一)，适逢 50 年一遇的洪水到来，导致了严重的区域性水土流失。人们首先察觉到的是食堂地面下沉(5～8cm)，结构移位(5～8cm)，墙面裂缝(缝长 2.5m 以上)，进而在食堂内部排水浅沟的下方，发现了一个宽 2.5m、深 1.5m、长 4m 以上，且在持续扩展的大地穴。这显然是水土流失形成的恶果。此外，还发现了保坎变形，保坎前沿和地道沿线有显著的土体流失、地面下陷迹象。对食堂的安全，已经构成了致命的威胁。联想到全国正在蓬勃发展的高速、高铁和城市地铁工程，不能不让人忧心忡忡。

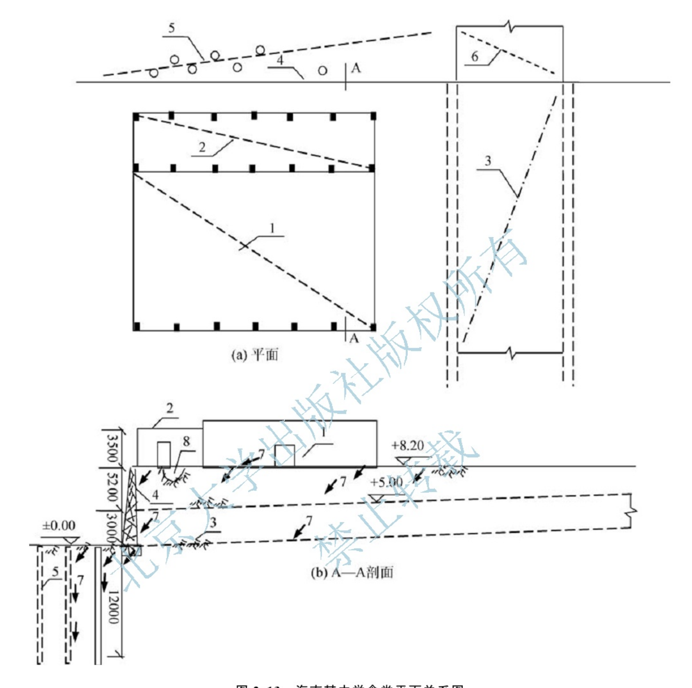


图 2.13 海南某中学食堂平面关系图

1—餐厅(钢结构)；2—厨房；3—正在施工的地道；4—保坎；
5—正在施工的人工挖孔桩；6—正在施工的市政道路；
7—水土流失方向；8—掏空地穴(2.5m×4.0m×1.4m)

2.8.16 杭州风情路地铁坍塌恶果

出现在2008年的杭州风情路地铁坍塌事故是一起震惊全球的恶性事故。原因就是专家太听领导的话，领导太听商家的话。一切以眼前的商业利益为依归，置既有的规划与设计、科学原理与客观实际于不顾，任意改变了线路走向，使现场实际发生的水土压力参数失控，最终导致世界城市筑路史(地铁史)上罕见的恶果。详见图2.14。



(a) 支离破碎的钢筋混凝土坑壁支挡



(b) 一片狼藉的事故现场

图 2.14 杭州风情路地铁坍塌事故现场实录



(c) 坑旁受损待拆的居民楼



(d) 紧张的排水、除泥、清坑现场

图 2.14　杭州风情路地铁坍塌事故现场实录(续)

2.8.17 新潟地震房屋损毁特征

自 2004 年以来在日本新潟发生的地震有一个很大的特点是震级不高(最高 6.9 级),震源较浅(十数公里),余震不已,频率很高(除了 2004 年、2007 年两次大震以外,5 级以下小震几乎年年都有),地面水平地震加速度偏大(记录表明,高于阪神地震的加速度),高位或高层建筑顶点的水平地震加速度放大率就更高(有研究报告指出,30m 高位的水平地震加速度放大率竟达 3～4 倍),因此对地面及其构筑物的破坏力很大,破坏机理很特殊。究其原因,主要是新潟地区的地质构造中上层普遍存在较深厚的粉沙土或淤泥质软粘土所致。在地震波冲击下,粉沙土液化,淤泥质土流变,失去了水平方向的约束力和稳定性,同时也失去了垂直方向的支承能力,这就是所谓的“地基失效,全面瘫痪”,问题就严重了。新潟地震中的地表破坏现象见图 2.15。新潟地震中的建筑物损毁特征见图 2.16。



(a) 地裂:在基岩的分水线(脊线)上,下面地基液化失效后,地表硬壳层被撕裂

图 2.15 新潟地震中的地表破坏现象



(b) 地动：带坡度的基岩面上地基土液化失效，整体顺势错动



(c) 地陷：凸起的基岩顶部范围内被液化失效的土体向四面侧移引起地面下陷

图 2.15　新潟地震中的地表破坏现象(续)



(d) 喷沙：凹下的基岩面上的中心地带由于受四方汇集过来的液化土挤压而引起喷沙

图 2.15　新潟地震中的地表破坏现象(续)



(a) 平房扭毁：虽然震级不高，但平房损毁更严重。只因受力方向不单一，在地基液化失效的条件下，自重不大，整体性不好，抵抗力不强的小平房，犹如漂浮在水面上的一叶轻舟，只凭地震波推来的一阵风浪，就足以致其粉身碎骨

图 2.16　新潟地震中的建筑物损毁特征



(b) 矮楼歪脖：不仅受推，而且受扭。对于本来存在温度裂缝或沉降裂缝的砖混结构建筑物，破坏力更大



(c) 火车出轨：新干线是日本人的骄傲，在技术上是相当成功的，已经历过阪神大地震的考验，也没有出过大问题。在震级相对偏低的新潟地震中却屡屡出现列车出轨和线路受损现象，也说明了粉砂土液化的破坏特征

图 2.16　新潟地震中的建筑物损毁特征(续)



(d) 低度地震波掀翻了液化粉砂土上的新潟大楼：所谓低度地震，是指新潟地震与阪神地震的震级相比，其强度等级要低得多。在阪神地震中都未见到的高楼坍倒现象，在新潟地震中却难免出现，正说明了粉砂土液化现象的特征及其危害性

图 2.16　新潟地震中的建筑物损毁特征(续)

思　考　题

1. 为什么当前国内的工程坍塌事故会频繁出现？
2. 常见的工程整体坍塌事故有哪几种不同机理？
3. 结构裂损坍塌机理有哪些特征？
4. 结构坍塌事故与自然灾害之间如何界定？
5. 防范工程坍塌事故的要领是什么？

实　习　题

1. 试列举五起你熟知的感受最深的工程坍塌事故。

2. 建议搜集 2009 年 7 月上旬上海各报刊的有关报导，对上海大楼猝倒事故作一次事故分析，提出你自己的报告。

3. 建议对淀浦河畔尚属正常的其余 10 栋楼作一次安全评估报告，说明在什么样的导火线作用下，大楼可能危险。



第3章 结构裂损(缝)机理

教学目标

结构裂缝是工程事故的先兆，拒绝一切重大事故，首先必须从拒绝结构裂缝开始。因此，要求以最敏锐的目光去关注结构裂缝。在教学中要以培养以下几方面的能力为目标。

(1) 能切实认知结构裂缝的危害性，反对无房不裂的庸俗论。

(2) 能从裂缝的不同特征和不同裂损机理去关注结构裂缝。

(3) 能确认致裂原因。

(4) 能对症下药，消除致裂原因，再采取措施，进行裂缝康复。

基本概念

裂缝定义；裂缝特征；裂缝机理；裂缝原因；裂缝康复；6种裂缝原因；6种裂缝特征。



引言

结构裂损机理分析是工程事故分析报告或工程安全评估报告中的主要环节，也是司法诉讼证据鉴定工作中的重要内容。国家赋予了它神圣的法定性质，是在工程纠纷的庭审中，律师借以进行争辩，法官借以进行裁决的有效证据。它对追究刑事责任、民事责任、经济索赔起着决定性的作用。因此，今后的结构裂损机理分析工作将具有空前的实用价值，也会取得良好的社会经济效果。

结构裂缝问题看似简单，其实蕴含着相当复杂的机理，稍有忽视就可能造成惨重的工程事故。结构裂缝类别繁多，产生的原因也是多种多样的，要防止工程事故的发生，就要研究它。

目前存在的问题是：正因为结构裂缝问题太普遍，太常见，往往会给人们带来一种麻痹思想，会将它看成一种表面现象，认为它无关痛痒。殊不知，任何结构裂缝都是一种病象，再健壮、再权威的运动员也决不可以带病上场，否则就只有失败。因此必须在这里强调，工程师们必须从认真分析结构裂缝起步，精通对结构裂损机理的研究。

3.1 结构裂缝与工程事故之间的关系

3.1.1 体温失常和结构裂缝

人体的健康状态大多从体温变化上反映出来。体温高低异常，一定是病的征兆。同样，要确认工程结构是否在正常情况之下运行，结构安全方面是否存在问题，就必须先从结构的变形和裂缝检查开始。结构存在裂缝就是工程有问题，就是可能出现事故的预兆。因此，关注裂缝、研究裂缝是一件十分重要的工作。

3.1.2 疾病诊断和裂缝检测

疾病诊断贵在及时。不能及时提前把疾病诊断出来，把病情控制、消除在其早期初发阶段，而是等病情爆发，这时其治疗难度就大了，需要付出的代价就高了。有经验的医师能从一个“健壮如牛”的人的表面特征看出其是否已“病入膏肓”，还不需要做多少病理检测工作，凭摸脉搏、量体温、看舌苔、观气色就能知病情，作诊断。同样，有素养的工程师也应该能从工程结构中那些尚在早期孕育阶段、被人们所忽视的细小裂缝预见到其发展趋势和安危状态，并及时采取措施，将事故隐患消除于萌芽状态。这就是研究结构裂缝机理的目的。如果对结构裂缝采取视而不见的态度，任其发展，则很可能在一夜之间构成工程倒塌事故，造成人们生命财产的巨大损失。

3.1.3 结构裂缝与工程事故

结构裂缝从其孕育阶段裸眼难辨的微裂现象开始，逐渐发育拓展，引起构件损伤、结构变形、体系失稳，最后发展到工程坍毁。从这一发生发展的全过程看，有其必然性，也有规律性。但从时间上看，则差异很大。有些裂缝发展缓慢，可以经历很多年，而结构却能坚持不倒；而有些裂缝则发展迅猛，一夜之间，连锁反应，恶性循环，就可能发展成坍塌事故。总之，结构裂缝机理涉及很多物理力学因素和工程环境条件，是十分复杂的问题，很值得深入研究。

必须在这里郑重指出的一点是：在工程界，还存在一种藐视结构裂缝现象的倾向。他

们认为世界上不存在无裂缝的建筑物，既然是常见现象，就没有什么可怕的，因而掉以轻心。殊不知任何裂缝都是一种病象，一种损伤。会使结构失去连续性，失去刚度，引起结构的抗剪切能力和抗扭转能力锐减。即使在短期内仍能提供一定的抗垂直荷载能力，并满足正常使用的功能要求。但毕竟是已经处于带病工作的非常状态。一旦遇到自然灾害，即使是轻度地震，也会导致结构瘫痪与坍毁。这是值得警惕的!

3.2 结构裂缝定义及其研究范围

为了便于对结构裂缝进行研究，首先必须对结构裂缝的定义和计划研究的范围做出规定。

3.2.1 定义

凡是工程结构都由具有一定材料强度的结构构件组成。所谓材料强度，实际上是指组成材料的分子结构(微观结构)之间具有足够的粘附力、咬合力和内聚力。由于某种外力或内力的破坏作用，导致结构材料分子之间的粘附力、咬合力和内聚力降低或消失，而使材料分子之间沿一定的界面线互相分离，这条分离线或分离界面即成为结构裂缝。对这种内在或外来的作用力产生的原因、性质及其后果进行全过程研究，就是对结构裂缝的研究。

3.2.2 范围

由于结构类型和结构体系种类繁多，各种不同类型和体系的结构裂缝的性质和机理也截然不同。本书所指的结构裂缝仅限于砖混结构裂缝和钢筋混凝土结构裂缝，尤其是以钢筋混凝土结构为主体来进行讨论，暂不涉及钢结构裂缝和薄膜结构裂缝等新内容。

3.3 结构裂缝机理

结构裂缝机理与以下多种表征着结构裂缝特性的要素密切相关。

3.3.1 裂缝部位

随着裂缝所在建筑结构上部位的不同，其开裂机理的不同，产生的原因和后果也不同。因为不同的结构部位有其不同的受力(荷载)条件和不同的抵抗(承载力)能力。因此也就有其不同的开裂机理、发展趋势和后果。根据部位不同，可以细分为以下几种不同裂缝。

(1) 基础裂缝：分布在独立基础上、条形基础上、筏板基础上或箱型基础上，多因地基沉降不均引起。以筏板上出现的贯通裂缝危险性为最大。而桩身裂缝则是出现频率最

高，监控难度最大，隐蔽性最强，尚未引起人们足够关注的威胁力最大的基础裂缝。

（2）墙面裂缝：分砖墙裂缝、剪力墙裂缝、填充墙裂缝等不同情况。

（3）柱身裂缝：分水平裂缝与纵长裂缝等情况，以纵长裂缝危险性为最大，而水平裂缝出现的几率较高。

（4）梁身裂缝：分跨中央梁底面裂缝、近支座梁顶面裂缝，梁侧面垂直裂缝、贯穿全断面的梁端倾斜裂缝等几种情况，以梁端倾斜裂缝危险性为最大。梁底保护层裂缝较细微而密集，梁侧立面枣核型裂缝最显眼，容易引起关注。

（5）节点裂缝：危险性极大，加固处理难度最大，但出现几率不高。

（6）楼板裂缝：裂缝几率最高，直接影响使用功能，最为用户所关注，呼声最高。

（7）屋面板裂缝：机理复杂，原因多样，涉及屋面防水功能，处理难度大。

3.3.2 裂缝产状

裂缝产状的不同也表征着裂缝原因、裂缝性质、裂缝机理的不同。裂缝产状可以分为以下几种不同类型，以便进行研究。

（1）平行密集型。这种裂缝表明作用力大，而且稳定；力的传递直接而且均匀；构件质地均匀，抵抗力均衡。比如简支钢筋混凝土梁跨中梁底所见平行密集型裂缝(图 3.1)。又如压力机下混凝土试块上的密集型平行剪胀裂缝(图 3.2)。

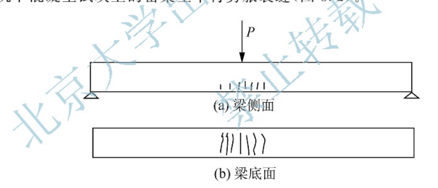


图 3.1 梁底密集型平行张拉裂缝

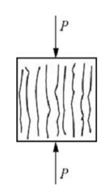


图 3.2 压力机下混凝土试块上的密集型平行剪胀裂缝

（2）倾斜成组型。这种裂缝多出现在墙上，表明原因单一，有规律性，多因地基变形引起，或温度应力引起。比如砖混结构房屋底层外纵墙两端所见的成组倾斜裂缝和顶层外纵墙两端所见的成组倾斜裂缝(图 3.3)。

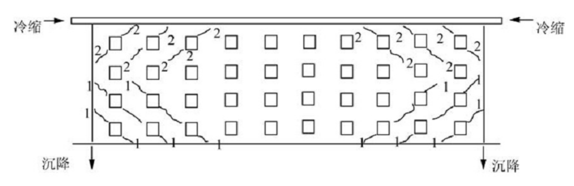


图 3.3　砖房结构外墙上的成组倾斜裂缝

1—地基沉降成组倾斜裂缝；2—降温冷缩成组倾斜裂缝

(3) 分散杂乱型。表明外力多样或多变，结构构件内部也同时存在病灶或质地不均等毛病。比如膨胀土地基上的砖墙上裂缝(图 3.4)。

(4) 树枝状展开型。此种裂缝必有特殊原因，须作专门研究。以膨胀土地基上的框架填充墙裂缝为典型(图 3.5)。

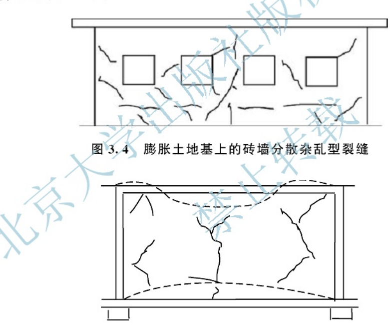


图 3.4　膨胀土地基上的砖墙分散杂乱型裂缝

图 3.5　膨胀土地基上的框架填充墙树枝状展开型裂缝

3.3.3　裂缝走向

裂缝走向是对出现在墙面上裂缝的倾向而言的，分以下几种情况。

(1) 水平裂缝：多见于梁底或墙顶上的水平裂缝，门窗过梁端的墙面水平裂缝，或墙勒脚处的水平裂缝。但以高层剪力墙或填充墙中腰部位的水平裂缝最罕见，也最危险。

(2) 垂直裂缝：由于一般墙体，尤其是砖砌墙体的抗拉能力低，所以墙身上的垂直裂缝比较多见。

(3) 倾斜裂缝：根据裂缝偏离垂直位置的度数与方向的不同，可以按其不同的方位角来表示倾斜裂缝的特征，倾斜方向与裂缝原因和裂缝机理有着密切的关系。

3.3.4 裂缝倾角

由于墙的方位角的不同和裂缝倾斜度的不同，裂缝原因、裂缝机理以及裂缝的严重程度也迥然不同。

3.3.5 裂缝尺度

裂缝尺度应用宽度、深度与长度 3 个尺寸来表示比较全面。历代设计与施工规范(指 02 规范以前的老规范和 2011 年新颁布执行的规范)只关注裂缝宽度，而对裂缝深度与裂缝长度不加限制，不予关注，是不全面的。

3.3.6 裂缝年龄

裂缝年龄是表征裂缝特性的一个重要指标，可以划分为以下三个年龄段。

(1) 孕育期微裂缝：一般裸眼很难分辨，宜用放大镜或显微尺进行检测。

(2) 青壮期新裂缝：青壮期新裂缝指正在成长发育中的结构裂缝。因为正在发育期，所以其变化极大，检测时应特别标明检测时间和气温情况。

(3) 老年期旧裂缝：裂缝进入老年期后，裂口已被尘垢和油渍污染，表明开裂作用已趋稳定，不再有发展，可进行裂缝封闭和加固处理了。

3.4 结构裂缝分类

为了表述方便，可将裂缝按其所在的结构部位来划分结构裂缝种类。为了理论分析工作的方便，也可按裂缝产生的原因进行分类。

3.4.1 按裂缝所在的结构部位分类

如前述，可按裂缝所在部位的不同，分为基础裂缝，墙、柱裂缝，梁、板裂缝等多种裂缝。从不同的裂缝类型就可判断和识别其不同的性质。这也是在最初进行裂缝检测阶段的裂缝分类方法，为的是让检测报告的读者先对裂缝分布情况和事故严重程度知道个轮廓。

3.4.2 按裂缝成因分类

在进行裂缝机理分析、寻找事故原因阶段，最适于按裂缝成因分类。这种分类方法多出现于裂缝研究报告。但在裂缝处理与结构加固阶段，为了表述和操作方便，仍以按裂缝所在部位分类比较直观。

1. 荷载超限裂缝

由于结构所承受的荷载超过了允许限额——规范和设计规定的极限荷载，使结构构件的内应力超过了其材料允许强度而产生的结构裂缝称为荷载超限裂缝。随着外部荷载条件的不同与内部应力状态的不同，又可再细分为下面几种不同的结构裂缝类型。细分裂缝类型的目的只是为了便于进行结构裂缝机理的研究。

(1) 弯折裂缝——脆裂状，∧字型，比如梁的变形(挠度)太大引起梁底混凝土保护层崩裂所呈现的裂缝。

(2) 弯拉裂缝——撕开状，刀口型，比如梁底受拉主筋屈服之初所形成的梁底弯曲张拉裂缝。

(3) 轴拉裂缝——张拉状，枣核型，比如梁侧立面上由于冷缩变形引起的轴向张拉裂缝。

(4) 剪切裂缝——错口状，滑移型，比如筏板或无梁楼板冲剪破坏所引起的滑移错动裂缝。

(5) 剪拉裂缝——错动状，分离型，比如钢筋混凝土梁端节点出现的张开型剪切裂缝。

(6) 剪压裂缝——错动状，闭合型，比如钢筋混凝土梁端节点出现的闭合型剪切裂缝。

(7) 剪胀裂缝——松散状，崩裂型，比如桥梁支座下由于压力集中引起的剪胀裂缝，呈松散状，崩裂型。

(8) 压屈裂缝——碎损状，杂乱型，比如压力机下混凝土试块最后屈服阶段所呈现的碎损裂缝。

(9) 扭剪裂缝——无规则，扭损型，比如地震条件下框架柱节点附近出现的无规则裂缝。

荷载超限裂缝将在第4章专门讨论。

2. 地基下沉裂缝

地基下沉裂缝是建筑物上的常见裂缝，也是机理比较复杂、危险性比较大的一种裂缝。其特性是源于地基的不均匀下沉，因此裂缝必然首先出现在基础面上，如地基梁、筏板基础等敏感的部位，然后出现在建筑物周围的勒脚和散水坡上，并逐步反应在底层墙的窗台下和窗角上、底层框架柱的节点附近。只有发展到极严重阶段，底层结构刚度被极大削弱以后，才逐渐向上层扩展。同样，地基下沉裂缝也可细分为多类，这些内容将在后面第5章中专门讨论。

3. 变形失调裂缝

长期以来，人们在结构设计工作中，其精力基本上完全集中用在结构内力计算工作上，并满足于力学上的数值平衡，而对于变形协调条件的关注却很不够。其实，用仿生学的观点来分析与研究工程事故就不难悟出：变形协调条件往往比力学平衡条件更为重要。变形失调对结构裂缝来说要更为敏感，更容易发展成坍塌事故。在工程结构中，变形失调现象主要表现在以下几个方面。

1）温湿度变化引起的变形失调

温湿度变化是一种每时每刻都存在的无法规避的客观规律。而热胀、冷缩、湿胀、干缩又是所有建筑材料的物理属性。因此，温湿度变化引起的结构变形失调现象是一种最普遍也是最严峻的现象。由于变形失调，进一步加剧了结构裂缝的发生发展。

2）线胀系数(材料性能)不同引起的变形失调

每一种材料都有其不同的线胀系数，就拿砖石、混凝土和钢材这几种最基本的建筑材料来说，其线胀系数也都有差别，举例如下。

（1）砖石砌体的线胀系数 $\alpha=0.5\times10^{-5}$。

（2）素混凝土的线胀系数 $\alpha=0.75\times10^{-5}$。

（3）钢筋混凝土的线胀系数 $\alpha=1.0\times10^{-5}$。

（4）钢材的线胀系数 $\alpha=1.2\times10^{-5}$。

建筑物所有结构都是由多种建筑材料组合而成的，因此，即使在温湿度条件相同的情况下，各种材料也就是结构的各个部位均有不同的胀缩变形现象存在，很难协调，裂缝现象也就很难避免。

3）构件刚度分布不均引起的变形失调

结构构件的刚度是与构件断面的惯性矩和弹性模量密切相关的，结构构件变形则与结构刚度成反比。结构构件之间如果各自拥有的刚度互不适应，或结构体系的刚度分布不均匀，则必然引起结构的变形失调，导致结构裂缝。

4）构件断面内的变形失调

压弯构件的结构计算是建立在平断面假定和平衡设计假定基础之上的。要维持这两个假定的成立，就必须满足构件断面内的变形协调条件。也就是断面中性轴不变，中性轴以上的压缩变形和中性轴以下的拉伸变形，以及混凝土的极限压缩变形和钢筋的极限拉伸变形都必须满足变形协调条件。否则，就将在断面内出现变形失调，引起结构裂缝甚至坍毁。

5）梁板之间的变形失调

梁与板是结构体系中的两个重要成员，梁板之间的变形不协调将导致抵抗力偏低的板面出现裂缝。而较严重的板面裂缝会直接导致板的使用功能丧失，比如板面渗漏，地面砖碎裂、室内装修污损这些最为用户所忌讳与关注的现象。因此对梁板变形协调问题给予高度关注是很有必要的。

6）梁、柱之间的变形失调

梁与柱是结构体系中的中流砥柱，相当于支撑人体的脊梁骨，容不得半点含糊。梁与柱之间的变形不协调，比如强梁弱柱，则必然在柱上出现裂缝，形成薄弱环节，导致坍塌危险。与其走强梁弱柱路线，冒结构坍塌之险，倒不如走强柱弱梁之道，让裂缝首先出现在梁上，形成塑性铰，放松对柱的约束程度。虽然体系的整体刚度削弱了，承载能力衰减了，但尚能维持不倒状态，免于坍塌之险。当然最理想的路线是谋求梁柱之间的变形协调，只是由于影响梁柱变形协调的因素太多，这条路线难度极大。

7）框架与填充墙之间的变形失调

填充墙本来并不承受荷载，填充墙上出现些许裂缝也无关紧要。但是如果框架与

填充墙之间的变形严重失调，墙面裂缝现象特别严重，在当前市场对居住环境高标准、高装修、高质量要求特别强烈的条件下，墙面裂缝严重损坏墙面装饰，这是很难被人们接受的。因此，从设计与施工角度如何防止框架与填充墙的变形失调也成了重要课题。

8）结构体系内部的系统变形失调

作为结构体系，如框架体系、框剪体系、框筒体系、剪力墙体系……其体系内的刚度分布必须是协调的，系统内部彼此之间的刚度必须是互相适应的。否则，必然出现体系整体变形不协调的问题。

9）上部结构与基础的变形失调

上部结构与基础的刚度可以说是无限大的，而地基的刚度，尤其是软弱地基的刚度则极小，彼此之间必然存在变形不协调的问题，最容易导致地基不均匀沉降，引起结构裂缝甚至整体坍塌事故。

关于变形失调裂缝问题将在第7章再作进一步深入探讨。

4. 温湿胀缩裂缝

温湿胀缩裂缝是变形失调裂缝中的主体，所以在裂缝分类中将它单独列出，以便引起关注。温湿胀缩裂缝是建筑物上最常见的裂缝。有人宣称“世界上没有不裂缝的建筑物”，指的就是温湿胀缩裂缝实在很难避免。因为温湿度是客观环境赋予结构构件的一种物理属性，它既无处不在，无时不在，又随时在变化着，导致了结构构件内部微结构(分子)的胀缩变形，因而产生内应力，引起裂缝。但是构件在自由胀缩条件下并不产生内应力，也不至于出现裂缝，只有在受约束条件下，其自由胀缩被限制了，才会产生应力和裂缝。因此，产生温湿胀缩裂缝的前提条件有3个。

(1) 约束条件。约束条件随约束程度而变，百分之百受约束时称全约束，可用约束系数1.0来表达；百分之百放松时为不约束，可用约束系数0来表达。多数结构的受约束条件只是部分约束，随约束程度的高低不同调整约束系数，变化幅度在0～1之间，用约束系数γ来表述。

(2) 线胀系数。由于建筑材料的不同，其物理性能、线胀系数也完全不同。因此，即使在约束程度相同，温湿度条件相同的情况下，不同材料组成的结构构件之间也会产生不同的胀缩量，形成胀缩应力，导致结构裂缝。线胀系数用α表示。

(3) 温(湿)差幅度。温(湿)差幅度是随环境气候条件而变化的，即使像沿海地带气候比较温和，温(湿)差变化幅度比较小，但季节性温差也在30℃以上，加上干湿胀缩当量温差，计算温差则在40℃以上。内陆干热严寒地区，计算温差一般都在60℃以上。最突出的地区比如格里木盆地，其昼夜温差就达30℃，季节性极限温差在70℃以上，因此其温(湿)胀缩变形的计算温差应当在80℃以上。就在最近(2012年2月)，呼伦贝尔草原的极限最低温度达到-51.9°，加上那里的湿度变化也是很大的，最终的计算当量温差就更大了。如此大的计算温差，如此强烈的胀缩变形作用，产生如此强大的胀缩应力，导致的结构裂缝现象自然是很严重的，也是很难被控制的。

关于温度胀缩裂缝问题将在第6章专门讨论。

5. 早期自生裂缝

根据形成机理的不同，早期自生裂缝又可细分为以下 3 种类型。

1）早期自生微裂缝

混凝土的早期自生微裂缝发生在水泥水化过程中，由于水泥水化形成的水泥石的收缩作用，混凝土会形成裸眼难辨的微裂缝，出现在水泥石与粗细骨料接触的界面上。这种微裂缝系水泥薄膜的化学作用收缩所致，并不会影响混凝土的后期强度，也与混凝土中、后期在环境条件变化和荷载应力状态下出现的危险性结构裂缝无关。但由于高强混凝土或高性能混凝土的水泥用量大，一般为普通混凝土水泥用量的两倍左右，因此所含的水泥石薄膜比普通混凝土要厚得多，所以高性能混凝土或高强混凝土的早期自生微裂缝也比普通混凝土要严重得多，因而有人对高强混凝土或高性能混凝土的推广与应用产生了疑虑，实际上是没有必要的，因为高强混凝土的强度中包含了这种影响。

2）早期吸附分离裂缝

含水量偏高的塑性混凝土在初凝前后的失水干燥过程中，受周围干燥模板的吸附作用，在毛细吸附作用影响半径范围内的边沿混凝土向模板移动。而在吸附半径以外的混凝土则保持原地不动，甚至由于内聚力作用，还向中央地带(相反方向)蠕动聚集。因而产生的裂缝称之为塑性分离缝，如图 3.6 所示。中间地带形成了一条沿周边走向的塑性混凝土裂缝。

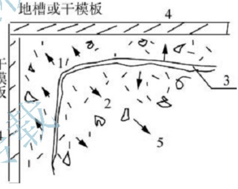



图 3.6　吸附分离塑性裂缝图

1—吸附力；2—内聚力；3—分离缝；4—地槽或干模板；5—浇筑方向

3）早期沉落阻滞裂缝

高流动性混凝土入模捣固成型以后，还有一个相当长的依靠自重作用沉落的过程。在其自动沉落过程中，如果遇到贴近侧模板的水平钢筋或水平预埋件的阻滞或遇到模板水平接口的阻滞作用，使沉落作用不能顺利而连续地完成，就会在阻滞线以下形成一条水平的阻滞裂缝，如图 3.7 与图 3.8 所示。关于早期裂缝的更深入讨论见第 8 章。

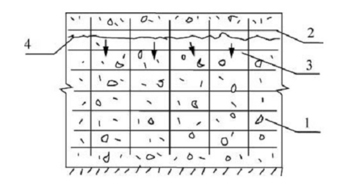


图 3.7　剪力墙或深梁顶的沉落阻滞裂缝

1—剪力墙或深梁；2—墙顶水平粗筋；3—混凝土沉落；4—粗筋底沉落阻滞裂缝

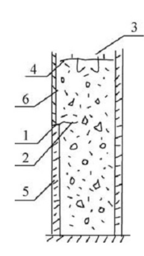


图 3.8 柱身混凝土水平沉落阻滞裂缝

1—模板水平接口；2—柱身水平裂缝；3—柱顶预埋铁板；
4—柱顶水平裂缝；5—厚模板；6—薄模板

6. 其他特殊反应裂损

以上5种裂缝是最常见的裂缝。但在很多情况下，裂缝形成的原因及其开裂机理很特殊，并不属于以上的常见裂缝，而是由于以下几种特殊反应所致。

1） 杂散电流腐蚀裂损

钢筋混凝土结构内部出现杂散电流的原因是由于结构材料质地不匀、组织多变，形成电位差；或因存在漏电现象和静电感应现象，形成杂散电流，构成对钢筋的电化学腐蚀，导致结构裂缝。

2） 碱骨料反应裂损

浇筑混凝土用的碎石或卵石中如果含有较多的活性骨料，比如蛋白石、方石英、流纹岩、安山岩、白云石等，会与水泥的高碱度发生反应，产生体积膨胀的胶体，从内部将混凝土胀裂、崩开、剥落，这种裂损往往无法救治。

3） 氯离子腐蚀裂损

氯离子对钢筋混凝土有强烈的腐蚀作用。氯离子富集于沿海地区的潮湿空气中，更富集于海水和海砂中，因此，受潮汐直接袭击的海港码头堤岸工程，用海水和海砂代替自来水和河砂浇筑混凝土的一切工程，受氯离子的腐蚀作用最严重。还有北方冬天直接撒氯盐防冻的路面、桥梁工程，用氯化钙防冻进行冬季施工的工程，都受到氯离子直接腐蚀作用。

4） 酸腐蚀裂损

普通硅酸盐水泥混凝土没有耐酸腐蚀能力，在与各种酸类及硫酸盐接触的环境中，自然有酸性腐蚀问题，必须考虑。

5） 盐渍土腐蚀碎损

盐渍土腐蚀混凝土的现象比氯离子腐蚀现象更可怕，这是一个新课题。我国内陆新疆、青海、西藏、内蒙古等地区存在大量的咸水内湖，盐渍土面积几乎占了全国版图的一半。这些饱含卤盐成分的盐渍土对混凝土的腐蚀作用特别强烈，几年甚至几个月之内就可能让新施工的混凝土全部碎损瓦解。而我国大量的油气田资源和矿产资源却分布在这些地区。在已经吹响向西部进军号角的今天，如何防治盐渍土对混凝土的腐蚀是一个严峻的新课题。

6）外力意外损伤

混凝土在早期的养生、拆模阶段，或后来的安装施工阶段，常会受到外力的意外碰撞损伤，此种损伤特点比较明确，不难识别。只是在裂缝检测事故分析的各个阶段往往容易忽略这个方面的原因，故特别提请注意。

7）混凝土炭化损伤

混凝土在其长期的服役过程中，与空气中的二氧化碳表面接触，混凝土中的氢氧化钙 $Ca(OH)_2$ 成分与 CO_2 成分起化学作用形成碳酸钙。由于碳酸钙体积收缩，会在混凝土表面形成无方向性的微裂缝，并逐渐向混凝土内部扩展。混凝土的实际寿命也就是耐碳化寿命，等到碳化现象深入到核心，混凝土的寿命也就宣告终止。但如果混凝土表面有足够的保护层厚度，有很好的密实度，而且环境中的二氧化碳浓度不那么高，则碳化的危险就小多了。

8）钢筋锈蚀胀裂

其实，钢筋锈蚀胀裂现象是以上所有各种裂缝现象发展的最终结果。不管是哪一种致裂原因引起的结构裂缝，当裂缝的开展深及钢筋表面时，必然导致钢筋锈蚀。钢筋锈蚀从钝化锈蚀阶段进入脱钝锈蚀阶段，最后发展到胀裂锈蚀阶段，也就等于宣告了钢筋混凝土结构寿命的终止。

关于化学反应裂缝及损毁的讨论，详见第 9 章。

3.5 结构裂缝检测、鉴定、封闭与加固

本章着重讨论的是结构裂缝机理。从裂缝的现场检测工作开始，只要对结构裂缝的各种机理分析有了一定的理论基础，对现场的实际裂缝就可以做出正确辨认与鉴定。把裂缝原因找到以后，再对裂缝年龄进行一次确认，就可着手编写事故分析报告，同时进行裂缝封闭与结构加固的准备工作。详细内容将在后面第 13 章中讨论。

思　考　题

1. 结构裂缝的定义及其研究范围？
2. 结构裂缝的特性是什么？它产生的机理是什么？
3. 早期自生裂缝有哪几种？
4. 结构裂缝与工程事故有何联系？

实　习　题

某大型国际酒店为三层框架，平面为长 270m、宽 57m，分成 85m＋97m＋85m 3 个结构单元，地基可靠，按八度抗震设防，施工质量无问题，试分析其结构裂缝可能出现的情况。



第4章 荷载超限裂损机理

教学目标

为什么规范《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)在加大荷载标准，放大安全系数、提高安全水准方面已下了很大工夫，结构裂缝现象和工程事故几率依然居高不下？为了回答这一问题，必须从深入研究“荷载超限裂缝机理”下手。因此要求在培养学生的结构计算能力方面达到以下目标。

(1) 熟悉荷载规范：随时关注实际荷载是否超限。

(2) 掌握应力状态：通过结构计算去查定结构各个不同部位的实际受力情况。

(3) 检查裂缝状态：用计算所得的应力图形与实际发生的裂缝图形作对比分析。

(4) 作出相关结论：得出荷载是否超限的结论。

基本概念

荷载标准；安全水准；承载力极限状态；超载状态；异常状态；带病工作状态；应力状态；裂缝状态；异常裂缝；危险裂缝。



引言

这里练的是基本功，要求先在结构计算方面打好基础，一时可能难以全面进入状态，不必着急。只要工夫到位，心里有了一条底线，手中有了一把尺子，就会运用自如，终身受益。

只要结构荷载控制在规范和设计允许范围之内，就不应该出现规范所不允许的结构裂缝现象和工程事故。为了防止事故发生，或降低事故率，人们已在争取加大荷载标准，放大安全系数，提高安全水准方面下了很大工夫，寄予了很大希望。问题是研究发现：随着规范GB 50010—2002的颁布实行，安全水准确实提高了许多，而结构裂缝现象和工程事故几率却仍然居高不下，甚至还有逆向发展趋势。为了回答以上问题，本章将围绕“荷载超限裂缝机理”这个中心问题，从结构荷载状态、结构应力状态、结构裂缝状态等几个方面来进行讨论，寻求对策。

目前存在的问题是，结构裂缝的直接原因往往并不是荷载超限，由于在规范和设计中已设有各项安全系数在层层把关，在工程实践中确实也极少见到过因荷载超限而导致工程事故发生的。这就使得问题进一步变得复杂化。但是只有按照设计规范，遵循结构力学理论，完成系统的结构计算以后，人们对结构各个部位、各个构件的受力情况及其所能提供的抗力水准，心里才有数。也只能是心里有这个底数，才有条件去发现和分析其他问题。所以说，这是工程师的基本功，必须掌握它。

4.1 荷载状态

4.1.1 荷载标准和安全水准

荷载标准是安全水准的基础。以荷载标准值再乘以荷载分项系数(即超载系数)将荷载值放大，再从另一方面将材料强度标准值乘以材料分项系数将材料强度计算值缩小，得到的综合安全系数就取得了最终的安全储备。比较起来，我国荷载标准值在国际上处于较低水平。以量大面广的居住用房与办公用房为例，我国旧规范的标准荷载取值为1.5kN/m^2(新规范为2.0kN/m^2)，而美、加两国则取240kgf/m^2，英国取250kgf/m^2，法、德、俄取200kgf/m^2，日本取290kgf/m^2，澳大利亚取300kgf/m^2，且我国的荷载分项系数取1.4，而美、加取1.7，英国取1.6。因此我国的荷载安全水准实际上只有美国的51.5%和英国的52.5%，显然是偏低了许多。但是我国荷载标准也是经过大量的实测数据统计分析和长期的工程实践考查验证过的。从现实情况考察，在符合国情的生活与办公用房中，最主要的活荷载也只是常用家具在起控制作用，采用$1.5\times1.4=2.1$kN/m^{2}或$2.0\times1.4=2.8$kN/m^{2}的设计荷载，也应该认为绰绰有余了。当前居高不下的结构裂缝现象和工程事故发生率是否真正与荷载安全水准偏低有关，是一个值得研究与探讨的问题。

4.1.2 承载力极限状态

根据现行规范，现行的设计都是保证满足结构承载力极限状态要求的，也就是满足力学平衡条件。保证结构的任何构件，任何部位在荷载条件下所产生的内应力不超过其材料允许强度，保证构件和体系的稳定，保证构件和体系在长期工作条件下不进入不允许的变形状态。既然如此，也就不应该出现危险性的结构裂缝，更不应该形成事故。那么，居高不下的结构裂缝现象和安全事故原因值得探讨。

4.1.3　正常使用极限状态

现行规范明确了结构设计必须满足正常使用极限状态的要求，还特别对裂缝控制和变形控制作了详细规定，裂缝宽度控制在0.2～0.4mm的范围内；各种梁的挠度控制在1/200～1/600跨度范围内；地基基础的沉降差控制在3/1000倾斜的范围内；高层建筑的顶点位移控制在1/400～1/1000楼高的范围内；层间位移控制在1/550～1/1200层高范围内。从以上的控制水准来看，TJ10—74、GBJ 10—89、GB 50010—2002、GB 50010—2010四代规范基本上保持原地踏步，没有多少与承载力安全水准提高相适应的变化，因此认为存在安全水准偏低的问题，这是否就是引起裂缝的主要原因，值得作深入研讨。

4.1.4　超载状态

按理只有在荷载条件超过了两种极限状态规定的标准限额时，才会导致结构裂缝，引发工程事故。可是有关工作人员在长期的大量的工程事故分析工作中发现，极少遇到过荷载超限的情况出现。大量的结构裂损事故甚至工程坍塌事故往往出现在负荷未满，远远没有达到设计计算值的情况下。原因是应该研讨的。相反，在一些现场进行的荷载试验中，或者在进行结构拆除的实践中还发现，现浇钢筋混凝土结构具有很大的延性，即使在超载状态下，仍具有很高的抗裂损抗倾覆能力，很不容易进入坍塌状况，这又从另一方面提出了疑问，都是应该深入研讨的。

4.1.5　非常状态

这里所指的结构非常状态是指结构的带病工作状态。在正常情况下，由于有各种安全系数的保护，结构即使在承载力极限状态或正常使用极限状态下也不一定出现结构裂缝。可是由于某种偶然的特殊原因乘虚而入，导致了结构局部出现了某种裂缝，则已成为病态。在带病工作状态下，结构构件或整个体系的刚度锐减，计算图形或计算模型都可能大不一样，情况也就迥然不同了。很多本不应该出现的结构构件裂损事故或工程坍塌事故，可以说绝大多数都是结构在带病工作的情况下出现的。因此认为，加强工程事故防范工作，应从勘察、设计、施工到使用的每一个阶段，随时给予关注。对结构裂缝等异常现象，宜及时处理，以免带病工作，酿成事故。

4.2　应力状态

4.2.1　内力图形

结构裂缝是由于结构在荷载作用条件下所产生的内力值超过了结构材料的强度允许值

而形成。研究结构裂缝机理，应从研究结构的内力图形开始。结构构件的内力图形包括弯矩图和剪力图。试以最常见的简支梁与固端梁为例，来说明其分别在均布荷载与集中荷载两种情况下的弯矩图形及剪力图形的变化(图 4.1)。并进一步对由弯曲应力与剪应力合成的主拉应力进行研究。因为主拉应力是直接产生结构裂缝的作用力。

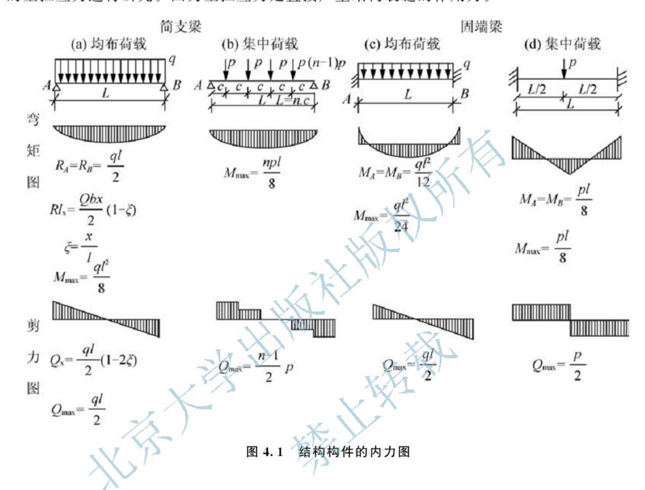


图 4.1 结构构件的内力图

4.2.2 主拉应力状态

从跨度内的弯矩图形与剪力图形来考察主拉应力的变化状态(图 4.2)，就可推知全跨度范围内结构裂缝可能出现的状态，就以简支梁在均布荷载条件下为例，梁的跨中弯矩为最大，因此梁底拉应力 $\sigma=\frac{M}{Z}$ 也为最大，拉应力方向为水平，而跨中的剪应力则为零，所以主拉应力方向也只能是弯曲拉应力的方向，其值为 $\frac{M}{Z}$，此拉应力在一般情况下，完全由梁底充足的配筋所承受。因此不致出现规范允许以外的裂缝。

在梁底支座附近，弯矩等于零，弯曲应力(水平向)已不存在，仅存在垂直方向的最大剪应力，而在一般情况下，剪力设计值 V 控制在 $0.2\sim0.25f_cbh_0$ 范围之内，也就是梁的断面 bh_0 提供的抗剪强度有足够的安全储备，纯剪破坏现象是绝对不会发生的。只有在从跨中到支座之间这个范围内，随着水平方向弯曲应力的逐渐减小，垂直方向剪应力的逐渐加强，主拉应力的方向由水平逐渐向右(或左)下方倾斜，发展到支座附近时主拉应力方向趋近于 45°的方向。这就是主拉应力的应力状态，如图 4.2(d)所示。

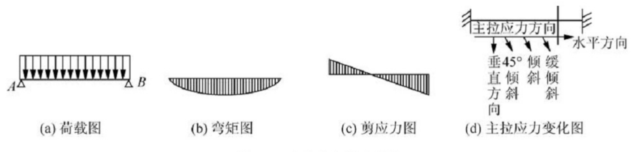


图 4.2　主拉应力状态示意

4.2.3　压应力状态

1. 支座处压应力状态

(1) 在集中荷载作用下其实际作用面积 A_t 小，而支座的承压计算面积 A_b 大的情况下，即 $A_b > A_t$ 时，如图 4.3(a)、(b)所示，压应力得到扩散，则支座下构件产生裂缝的可能性不会大。

(2) 在集中荷载作用于支座边缘，压应力不能扩散，即压力的实际作用面积与承压计算面积相等，也就是 $A_t = A_b$ 的情况下，如图 4.3(c)所示。压应力失去了扩散衰减的机会，压应力超载裂缝就可能产生，因此，集中压力的偏心作用现象在设计与施工中应该尽量避免。江西某商住楼坍塌事故就是教训。

(3) 不管属于图 4.3(a)、(b)，还是图 4.3(c)的情况，集中压力在传递扩散过程中，会产生水平方向的剪胀力，形成竖向成束状的剪胀裂缝。这是一种危险性很大的裂缝。北京矿业学院教学大楼坍塌事故、江西某商住楼坍塌事故都与这种剪胀裂缝有关。

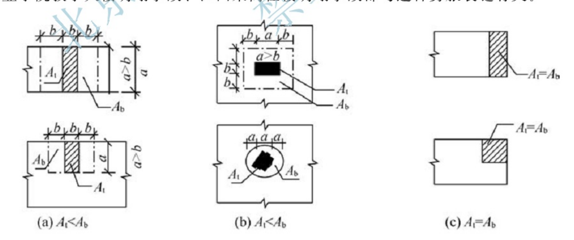


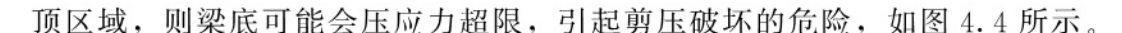
图 4.3　支座处压应力变化状态示意

注：A_t 为集中荷载作用面积；A_b 为集中荷载计算面积

2. 梁内的压应力状态

梁内压应力按线性规律分布于梁的中性轴以上。应力强度随弯矩的变化而变化。根据梁断面的平衡破坏设计理论进行足够配筋和混凝土抗压强度偏高的优势，梁内出现压应力超限导致结构裂缝引起事故的几率很低。只是在预应力混凝土构件中，梁端的底部本来是因负弯矩的存在而属于压应力区，如果预应力张拉索在梁端底部区域没有及时弯起转向梁

顶区域，则梁底可能会压应力超限，引起剪压破坏的危险，如图 4.4 所示。



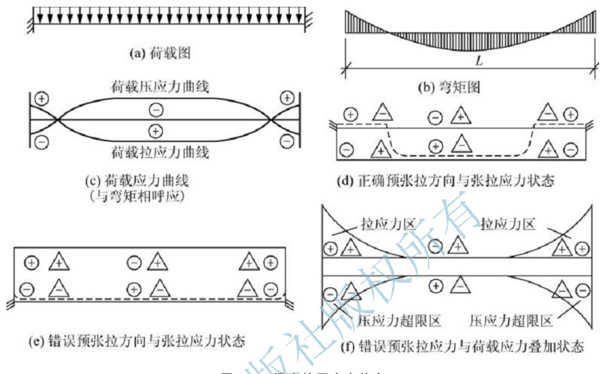


图 4.4　梁内的压应力状态

注：⊕代表荷载拉应力；⊖代表荷载压应力；△代表张拉拉应力；△代表张拉压应力。

4.2.4　屋(桁)架节点内的应力状态

理论上桁架(或屋架)仅有受轴向力的压杆和拉杆两种构件，除了节点区在由压力向拉力转化过程中应力状态比较复杂外，杆件应力状态应该是很规范的。可是由于桁架构造尺寸上的施工误差，或因杆件自重应力和温湿度胀缩变形应力的存在，实际工程中的桁(屋)架的应力状态仍是复杂的。次应力多集中出现在节点区附近，尤其是端节点，往往存在剪应力。这两种应力引起的裂缝导致的结构的损伤与破坏属于脆性破坏。在工程事故分析工作中，必须倍加注意。

4.2.5　应力合成与应力叠加

在很多情况下，结构构件上的裂缝分布情况与理论分析得到的结构应力分析情况不是很吻合。本来裂缝开展的方向与应力方向应该正交，实际情况是方向有很大偏离。本来裂缝分布应该很有规律，实际裂缝分布却常常没有规律。出现这样的异常情况是因为产生了应力合成与应力叠加的问题。

1. 应力合成

在同一荷载条件下产生的两种应力比如垂直方向的剪应力与水平方向的张拉应力经过合成以后，应该成为大小和方向一定的主拉应力，可是由于构件各个部位材料阻抗能力(抗裂能力)的不均匀，会导致裂缝方向略有改变。

2. 应力叠加

当在一种荷载作用下结构已产生了某一种应力，如果又有另一荷载出现，产生了新的应力，两种应力叠加，则不仅会影响应力和裂缝的走向，也会影响裂缝的产状。这都是在裂缝机理分析过程中会遇到的异常情况。根据异常情况就可找出特殊的裂缝原因和事故原因。这都是工程事故分析工作中的关键点。

4.3 裂缝状态

本来裂缝状态与应力状态应该是直接相关，完全相应的。裂缝走向应该与理论分析的应力走向正交，裂缝产状应该与应力图形呼应。真若如此，则只需进行一次理论上的应力计算，绘出内力图形，裂缝和事故的真相也就会大白。可是在实际的工程事故分析工作中，情况并非完全如此，眼前的结构裂缝往往是产状、走向多种多样。原因在于实际工程的环境条件，内在因素往往是千差万别，错综复杂的。因此致裂因素也就错综复杂。要理出头绪，首先应该从理论上的应力分析下手，再进行裂缝现状的详细检测记录，综合观察，对比分析，找出裂缝原因。最后才根据实际的裂缝状态，认定裂缝的真实性质、发展趋势及其危害性。

出现在实际工程结构上的值得关注的危险裂缝状态有下列多种，它们往往是恶性事故的元凶。

4.3.1 冲剪裂缝

冲剪裂缝多出现在柱顶或柱底的无梁板面上，比如无梁楼板或筏板基础上。一般在设计过程中多把注意力集中在板的抗弯能力方面，而忽视了板的抗冲剪能力。冲剪裂缝环柱头周边均匀分布，危险性极大，接近脆性破坏，没有延性，不给预警，如图 4.5 所示。

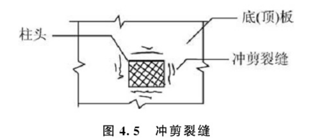


图 4.5 冲剪裂缝

4.3.2 剪压裂缝

剪压裂缝是剪力与压力同时存在同时作用而形成的裂缝，如图 4.6 所示。多出现在受力的桁(屋)架的端节点附近，裂缝虽然属于挤压、闭合型，从外表检查，似乎裂缝宽度并不大，因而容易误判成危险性不大，甚至被视为无害裂缝。可是它也属于脆性破坏型裂缝，会沿裂缝面产生滑动，导致桁(屋)架体系变形、失稳，直致猝然坍塌。

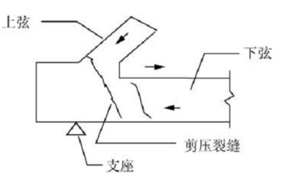


图 4.6 剪压裂缝

4.3.3 剪拉裂缝

在挤压力、剪切力与拉力同时存在的情况下，其共同作用的结果，就产生剪拉裂缝。剪拉裂缝属于错动状，张拉型裂缝。裂缝宽度大，不仅外观上看来危险性大，实际上也是一种危险型裂缝。它多出现在钢筋混凝土梁的支座附近或桁架的端节点附近，如图 4.7 所示。

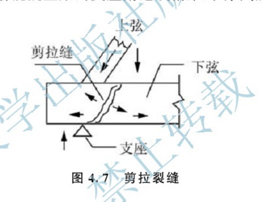


图 4.7 剪拉裂缝

4.3.4 剪胀或挤胀裂缝

剪胀裂缝是在强大的集中荷载作用下结构在产生强大的压缩变形的同时，由于压缩机理寻求压应力扩散的机会而自然形成与压缩方向正交的变形，这也称挤胀现象。挤胀裂缝则与压缩变形方向平行，与剪胀方向垂直，并呈束状出现，危险性极大。压力机下混凝土试块上最先出现的裂缝就属于挤胀或称剪胀裂缝(图 4.8)。北京矿业学院教学楼倒塌事故发生时砖混夹心柱上出现的裂缝就属于剪胀裂缝。



图 4.8 剪胀裂缝



4.3.5 脆性碎损

如果在梁或板的受压区的表面出现不规则的条、块状碎裂现象，则必然是梁、板刚度不够，而配筋过量，导致了梁、板受压区的抗压或抗剪能力不够，引起的脆性破坏，危险性极大。现时结构设计中很时尚的大客厅、小卧室、大跨度、薄楼板，却仍在板内用分离配筋的方式，没有弯起钢筋抗剪，最容易出现这样的脆性碎损裂缝事故(图4.9)。

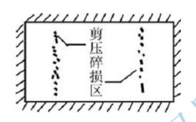


图4.9 大跨度板面碎损

4.3.6 杂交裂缝

若两种以上不同原因产生不同性质的裂缝，先后出现，迅速杂交，必具有很强的活力。其发展迅猛，一夜之间，可以将大楼破坏。江西某商住楼坍塌事故和北京矿业学院教学楼坍塌事故都是裂缝杂交促成的后果。

4.3.7 其他裂缝

其他裂缝主要指的是最常见的张拉裂缝，比如板面上的通长贯穿裂缝、墙面上的通长倾斜裂缝、梁侧面的枣核型裂缝、梁底的密集型裂缝，这类裂缝的出现几率最大，数量最多。因为它们往往影响使用功能，影响外观，最被人们所关注，也是很有害的裂缝。但绝不是危险性最大的裂缝。在工程事故分析工作中应该心中有数，分别对待，以免陷于被动。

4.4 安全评估

4.4.1 评估问题的提出

按习惯，人们在遇到结构变形、裂缝等异常现象时，最关心的有两件事：一是设计是否满足承载力要求；二是使用荷载是否超过设计限额。在未见到其他的明显原因，比如地基下沉等情况时，往往只把注意力集中放在荷载问题上。一旦查明在荷载方面不存在问题时，就掉以轻心。而事故也就在这样的情况下悄悄来临。实践证明，设计与超载方面存在问题的情况确实是极少的，而结构裂缝引起工程事故的几率却很高。因此，对结构裂缝现象进行安全评估，必须持绝对慎重的态度。要查明原因，切不可轻易放过。

4.4.2 安全评估的内容

在初步怀疑裂缝原因系由荷载引起，却又不能完全确认的情况下进行安全评估，操作步骤须包括以下具体内容。

（1）对结构图纸和结构计算进行重点的深入复查。

（2）对施工现场环境和施工档案记录进行深入查访。

（3）将裂缝现状检测记录进行系统整理。

（4）对异常裂缝特征进行个性化机理分析。

（5）最后做出有理论依据、负责任的安全评估。

思　考　题

1. 荷载应力超限会在结构中出现哪几种裂缝？
2. 在设计、施工与使用过程中应如何控制结构的荷载应力？
3. 试举出几种危险性的因荷载引起的结构裂缝。
4. 试举例说明结构中的应力合成与应力叠加现象。
5. 试举例说明杂交裂缝的危害性。



第5章 地基变形裂损机理

教学目标

地基压缩变形、沉降不均、剪切破坏、失效失稳都会引起结构裂缝和工程事故。压缩变形、沉降不均引起的结构裂缝为常见事故，剪切破坏和失效失稳引起的事故是危险事故。应该善于处理常见事故、杜绝危险事故。因此必须在教学中瞄准以下目标，作出努力。

(1) 摸清地下情况：地基失事包括地基土被压缩变形，沉降不均，剪切破坏，局部挤出；粉沙土液化，淤泥土流变；桩基失效失稳等多种原因，首先必须摸清情况。

(2) 掌握裂缝特征：要从错综复杂的裂缝现象中寻找规律，掌握特征，掌握现场实况。

(3) 深入机理分析。

(4) 最后作出风险评估，提出加固措施。

基本概念

土的压缩性；土的压缩过程；土的抗剪切强度；上下(结构与地基)共同工作理论；两种裂损机理；四种墙面裂缝；整体坍塌。



引言

著名的美国土木工程师 R. F. Legget 曾说过："要成为一名有成就的土木工程师，首先必须是一名有修养的地质师。"因此，谁想先成为一名有成就的土木工程师，在地基变形裂损机理研究方面也必须有所成就。因此说，本章的实用价值很高。

地基压缩变形、沉降不均、剪切破坏、失效失稳等现象引起的结构裂损和工程事故，危险性都是很大，而且出现频率也是很高的，应该引起特别关注。只是地基土深埋在地下，而且是咫尺之间，千变万化。如何根据上部结构的变形与裂损情况，来准确判断地基土的实际工作状态及其可能形成的破坏机理，就成了工程师们必须面对的一道难题，也就是本章讨论的重点。

5.1 地基的特性

5.1.1 工程地质变化与地基土体构造

任何土木建筑物离不开地基，而构成地基的工程地质却又是变化万千的。往往咫尺之间，地质条件迥然有异。工程师们如果对它不研究、不熟稔、不关注，遇到情况就不免茫然，易犯错误。因此建议未来的工程师们，即使自己限于时间与精力，不能进一步加强对工程地质学的研究，最低限度也应该养成重视工程地质报告的习惯，具备读懂工程地质报告的能力，要时刻警惕工程地质条件的变化。

地基土体是由气相、液相、固相三相组成的复合体，构造复杂。由矿物颗粒构成的固态成分，孔隙中被水充填的液态成分，与其余被气体充填的非饱和成分三者之间的比例关系随时在变化。这一基本情况构成了地基土特殊的、复杂的物理力学特性，与其他建筑材料都不太相同，必须切记这一点。

5.1.2 地基的压缩性能

1. 地基土的压缩量

根据地基土体的三相特性，土体的压缩量包括以下几个部分。

1）固态矿物颗粒的压缩量

固态颗粒根据岩性的不同，其可压缩量也是不同的，硬度大的矿物颗粒的压缩量就小，软弱颗粒的压缩量就大。但是根据工程实践经验，在一般工程上常用的压力100～600kPa作用范围内，固态颗粒被压缩的量是极小的，可以忽略不计。

2）孔隙内水体的被压缩量

据研究，水体本身在受约束的条件下，被压缩的量也微不足道，可以忽略。

3）气体和水体被挤出压缩量

对于干燥的非饱和的非粘性土，充满孔隙的气体和水体完全有可能在压力作用下被挤出，构成压缩量的主要分量，而且压缩完成的时间过程也比较快。但是对于饱和粘性土，充满孔隙的气体和水体却很难从土体中被挤出，需要一个漫长的时间过程。

4）土的压缩系数

a_{1-2}为地质报告上标志着土体压缩性能的指标也称为土的“压缩系数”，单位为MPa^{-1}，表征着土体在承受100～200kPa这个压力段的压力情况下，其被压缩的程度，共分以下三级。

低压缩性土：$a_{1-2}<0.1\mathrm{MPa}^{-1}$。

中压缩性土：$0.1\leqslant a_{1-2}<0.5\mathrm{MPa}^{-1}$。

高压缩性土：$a_{1-2}\geqslant 0.5\mathrm{MPa}^{-1}$。

2. 地基土被压缩的过程

地基土在压力作用下被压缩而固结下沉，有一个漫长的过程，可以分为以下三个阶段。

1）瞬时沉降

瞬时沉降现象发生在地基受荷的初期阶段。在工程实践中发现，建筑物主体结构施工正在进行中，荷载量还远没有达到设计额度的情况下，就可从沉降观测记录中看到可观的沉降量，这往往会让设计与施工人员感到紧张。实际上这种瞬时沉降现象往往是基础底板与地基土的接触面不够密贴，自行进行调整的行为。在进行荷载试验时，也经常能遇到这种瞬时沉降量过大的情况。这类瞬时沉降量完全可以不计入总沉降量中去。

2）固结沉降

饱和土体在荷载作用下产生压缩的过程包括以下几点。

（1）土体孔隙中自由水逐渐渗流排出。

（2）土体孔隙体积逐渐减小。

（3）孔隙水压力逐渐转移由土骨架来承受，成为有效应力。

上述三个方面为饱和土体的固结作用：排水、压缩和压力转移三者同时进行的一个过程。

地基在压力作用下，其孔隙内的气体和水体被挤出，孔隙压缩的过程是其正常的固结过程。对于渗水性良好的砂类土来说，这个过程完成很快。根据工程实践，砂石类地基的沉降观测在主体结构封顶以后很短时间即最多2～3个月之内就会稳定。也就是说固结过程终止，不会延续到工程装修阶段。而饱和粘性土，尤其是淤泥质土的压缩固结却需要一个漫长的时间过程，往往在主体结构封顶阶段，观测不到明显的下沉量。而在主体结构封顶以后，正进入装修阶段时，沉降量却明显的加大，往往导致装修质量受损，让施工人员尴尬。个别工程，沉降现象甚至会延续几年甚至几十年，长期使工程遭受损害。

3）次固结沉降

次固结沉降是土体完成正常固结沉降以后，由于固态矿物颗粒之间在压力作用下发生蠕变现象的结果。次固结沉降现象一般只出现在淤泥质软土地基中，其值也不会太大，不会带来严重后果。

由于沉降具有时间过程，因此在工程施工的全过程必须进行沉降观测跟踪，对粘性土地基上的工程，在使用后也必须进行长期的沉降观测。

在进行沉降观测和整理沉降观测记录时，必须密切关注沉降的发展过程，不能只关注总沉降量。

5.1.3 地基的抗压强度与抗剪能力

1. 抗压强度

在规范与设计中，人们习惯于把地基的承载能力或抗压强度说成地耐力。用地耐力

指标来控制设计，并在设计地耐力与极限地耐力之间保持着2.0以上的安全系数。实际上，真正的极限地耐力拥有很高的潜在力量，安全系数远比2.0要大得多。就以地耐力很低的上海软粘土和天津软粘土来说，现场荷载试验证实，单位承压板下的压力强度达到350kPa以上时，地基也并未曾出现过破坏迹象。只是其沉降(压缩固结)量早已超出了允许范围。因此认为地基的抗压强度实际上并不是起决定性作用的控制指标。

2. 抗剪能力

根据大量的土样剪切试验，发现砂类土体的抗剪强度与剪切面上的正应力(压应力)强度 σ 有关，也与土的内摩擦角 φ 有关：

$$\gamma_f=\sigma\tan\varphi+c \tag{5-1}$$

式中：剪应力 γ_f、压应力 σ 与内聚力 c 的单位均为kPa，内摩擦角 φ 的单位为度(°)。从公式得知，土的抗剪切强度比抗压强度要小许多。这就是地基破坏基本上都是剪切破坏的原因。

5.1.4 地基的稳定条件

1. 自然灾害的形成

工程地质学告诉人们，地壳上存在很多特殊构造和薄弱环节，成为不稳定因素，容易引起地震、地动、山崩、滑坡、泥石流、地陷落等种种险情。带给地基基础和上部结构的将是毁灭性的大灾难。虽然可以归咎于天灾，但有些情况完全可以防范与规避而在工程实践中不加防范与规避，则造成的后果应视为人为过失。

2. 内在约束力的丧失及地基土液化与流变失效

导致地基失稳的另一内在原因是土体内部分子结构之间失去了相互约束的自约束能力。根据朗肯理论，土体的侧压力或称主动土压力 p_a。

对于砂类土：$$p_a=\gamma z\tan^2(45^o-\frac{\varphi}{2}) \tag{5-2}$$

对于粘性土：$$p_a=\gamma z\tan^2(45^o-\frac{\varphi}{2})-2c\tan(45^o-\frac{\varphi}{2}) \tag{5-3}$$

式中：γ——土体的有效自重；

Z——土体所在深度；

φ——土的内摩擦角；

c——土的内聚力。

当饱和土体被振动波扰动后，土中超静孔隙水压力大增，使土体分子受到了极大的额外上浮力，因而失去其部分自重压力，甚至成为完全失重的悬浮体，此时 γ 接近于零。由公式得知，此时土体内部分子之间互相挤紧，互相约束的主动土压力会全部或部分丧失，导致地基失稳、桩基失稳事故；地基液化失效事故，地基流变失效事故，这些都是最严重，最可怕的破坏事故。

5.2 地基破坏

地基破坏除了地基失稳破坏、地基液化失效破坏、地基流变失效破坏等最可怕的破坏模式外，常见的还有地基沉降失控破坏与地基冲剪下陷破坏等几种比较危险的破坏模式。

5.2.1 沉降失控破坏

从理论上说，缓慢形成的均匀沉降现象，对建筑物的安全与使用并不构成威胁。据报道，上海国际大厦和上海展览馆的地基总沉降量早已接近或超过2000mm，但至今仍在安全服役。可是沉降速率失控，总沉降量过大，就不可能是均匀沉降，必然形成破坏事故。因此，规范(GB 50007—2002)对一些整体性或稳定性差的建筑物的允许总沉降量，还是作了严格控制，比如对排架柱的允许总沉降量控制在200mm以下，对高层构筑物的允许总沉降量控制在200～400mm，最新规范GB 5007—2010对高层建筑的沉降控制要求还做了进一步的提高，已将200～400mm的允许范围限制在200mm以内。因此在事故分析与事故防范工作中，对这类条文的规定应该有个正确的理解。过大的沉降量对建筑物的使用总是不利的，以严格控制沉降量，尤其是沉降速率，规避沉降失控的破坏事故为宜。

5.2.2 地基土体冲剪下陷破坏

因为软弱的深部地基持力层遭到剪切破坏，引起的总沉降量虽然不一定很大，但由于冲剪破坏必然是猝然出现的瞬间下陷破坏，其破坏力很强，因此危险性更大。比如20世纪初意大利有一教堂因为木桩基础刺穿了浅薄的持力层而引起冲剪破坏。在美国波士顿等城市由于城市地下水位下降，使得多座建筑物的木桩桩头腐烂，导致的建筑物陡然下降，这也属于冲剪下陷破坏。虽然下陷的总量并不大，但破坏力极大。

5.3 上部建筑与地基基础共同工作

除了地基整体失稳，地基液化失效，地基流变失效等特大的地基灾害外，对于一般软弱地基，都是可以通过调整上部结构与基础和地基的刚度差别，争取上部结构与地基基础互相协调，来控制地基的沉降变形，减少结构裂缝。

5.3.1 刚度差别

除了基岩外，对于一般地基，其刚度是有限的，尤其是软弱地基，则刚度最弱。可是对于基础和上部结构的整体来说，不论是砖石基础混合结构，还是筏板基础、箱型基础钢

筋混凝土框架结构，剪力墙结构，框筒结构，其整体空间刚度是巨大的，属于绝对刚体。这样一来，基础加上部结构的整体与地基之间，就存在了极大的刚度差别，会给结构的力学平衡、变形协调带来很多复杂问题。

5.3.2 变形协调

在荷载作用下，上部结构和基础的整体与地基之间争取变形协调是一种客观趋势。而彼此之间，如果有比较接近的刚度，其变形协调条件就较好，建筑物出现裂缝、倾斜、甚至坍塌的可能性就不大。相反，如果彼此的刚度相差悬殊，事故率就会很高。比如在软弱地基上，如果上部结构和基础的刚度特大，就会导致建筑物整体倾斜甚至坍塌，而裂缝现象倒不会严重。如果上部结构和基础与地基之间的刚度基本上相适应，则上部结构与地基基础相互协调的结果，会发挥其极大的空间刚度优势，形成强大的抵抗力，使结构不易受损。如果上部结构和基础与地基之间的刚度都偏低，则其经过彼此变形协调以后，会形成各种不同的变形和沉降曲线，在结构上的相关部位产生与之相呼应的沉降裂缝。如果是地基的刚度只是稍偏低，而上部结构刚度只是稍偏大，则彼此协调以后，只会在基础上产生裂缝和变形，却不会向上层结构发展。总之，上部结构和基础与地基之间的刚度平衡、变形协调问题是一个极其复杂的问题，在工程设计、施工与事故分析工作中都必须进行深入研究，准确把握。

5.3.3 整体倾斜与冲剪下陷事故的控制

在上部结构和基础的整体刚度接近无限大而地基相对软弱的情况下，基底与地基接触界面必然保持平面状态，地基的压缩变形量也必然是均匀的。这样，基础底面下基于马鞍形压力强度分布规律，必然在底板周边出现压力集中现象。

如果地基只是刚度偏低但土质均匀，则在周边压力强度集中的条件下，可能出现的是地基整体冲剪破坏，如图 5.1 所示，假如地基除了刚度不够，还同时存在土质不匀的问题，则某一面或某一角点应力集中现象严重，那么必然在那里率先形成塑性体，出现局部剪切基础破坏问题，导致建筑物整体倾斜，如图 5.2 所示。

若要避免出现冲剪破坏事故，只能是放大基底面积，减小附加压力 P_d 值，或者是改变基底的平面形态，扩散基底压力，避免基础边沿的压应力集中，以免引起冲剪破坏。

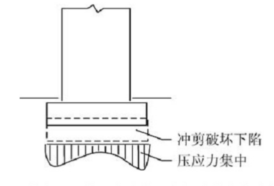


图 5.1 基底边沿的压力集中现象与地基冲剪破坏事故

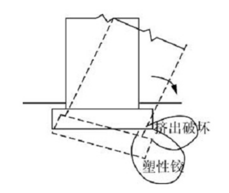


图 5.2 局部剪切挤出破坏与整体倾斜事故

若要避免由剪切挤出破坏引起整体倾斜事故，可以沿基础周边打一圈约束桩，或利用现成的基坑护坡桩，对地基土进行约束，以提高其抗剪能力，这样就可以避免挤出破坏和整体倾斜事故的出现。

5.3.4 变形趋势与沉降曲线的研讨

由于工程地质条件的不同，土层构造的变化，土质特性的差异，地基的不均匀沉降现象是不可避免的。尤其对于软弱地基来说，情况就更严重。在上部基础的压力作用下，软弱地基会出现各种不同的沉降变形曲线。下面就几种比较规律的也是最常见的沉降曲线和裂缝现象进行研讨，希望能从中找出规律，从而在设计与施工中采取相应措施，抑制结构裂缝。

5.4 下凹沉降曲线上的结构裂缝

5.4.1 下凹沉降曲线也称锅底状沉降曲线

当软土地基的软土层厚度是中间段偏厚，两端部位偏薄时，中间部分的压缩沉降量就偏大，端部沉降量偏小，使沉降曲线形成向下凹的锅底状曲线。基础和上部结构在争取与地基变形曲线相协调的情况下，也形成了下凹式的弹性地基上深梁的工作状态。深梁的内力与变形完全可以用弹塑性理论求解，裂缝走向则与应力图形走向正交，因此成为相对内倾式的八字形向斜裂缝，且是成组出现、均匀分布的裂缝。最先出现在基础或底层的勒脚上，窗台下，从中部向两端逐渐发展，从底层向上层逐步发展，但决不致发展到中性轴以上，更不致发展到顶层(图 5.3)。

还必须指出：即使在上部荷载分布均匀，基底刚度(筏板)均匀，下面软弱持力层和下卧层厚度均匀的条件下，沉降曲线一般也呈下凹式的锅底形，只是下凹度较小而已。那是由于基底中心地带存在一个应力密集，点与点之间互相干扰的问题，其承载能力有所降低，沉降量则有所增加。相反，基底周边一带则因傍近一圈没有负荷的义务“保镖”，其承载能力自然有所增强，沉降量则有所减少。这一论点已经过了大量压力合测试和沉降观测记录的证实。

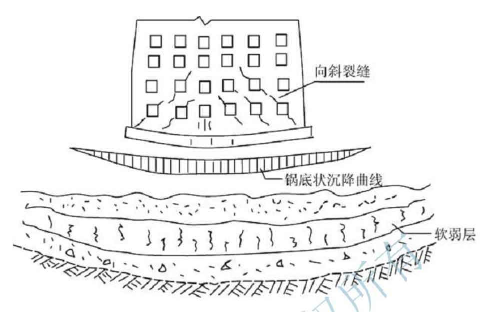


图 5.3 锅底状下凹沉降曲线上的向斜裂缝

5.4.2 相向倾斜的墙面裂缝走向

相向倾斜的墙面裂缝的走向可以用简单的材料力学方法来进行定性分析予以证明。在深梁(纵墙墙体)受到下凹式弯曲变形的条件下，底层墙体内产生一个水平方向、从两端向中部相挤压的内应力，水平挤压力与墙身内垂直方向的荷重压力与自重压力相组合，就合成为倾斜方向的主拉应力。裂缝方向与主拉应力正交，就是相向内倾的八字形裂缝形成的原因与机理(图 5.4)。

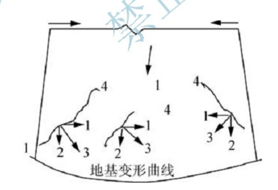


图 5.4 相对内倾式墙面裂缝机理

1—水平挤压力；2—垂直压应力；3—主拉应力；4—墙面裂缝

5.5 上凸沉降曲线上的背斜裂缝

5.5.1 上凸沉降曲线也称两端下垂的扁担形沉降曲线

当软土层的中间段厚度较薄，两端段厚度较大时，地基压缩量和沉降曲线是中间小，

两端大，形成上凸曲线。在上部结构和基础与地基沉降曲线保持协调的过程中，纵向墙体内从顶层往下逐渐产生了水平张拉应力。墙顶中部先出现垂直裂缝，反向背斜的倒八字形裂缝则逐渐从上往下，或从下往上发展，发展顺序要随上部结构的整体刚度和墙体的抗拉能力而定(图 5.5)。

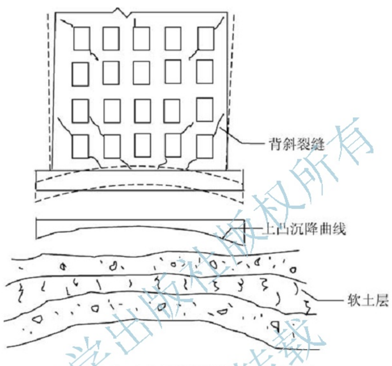


图 5.5　上凸沉降曲线墙体上背斜裂缝

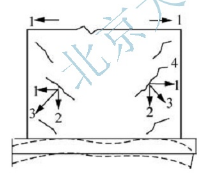


图 5.6　相对外倾式裂缝机理

1—水平张(推)力；2—垂直压(重)力；
3—合成主应力；4—裂缝

5.5.2　背斜裂缝的走向

与向斜裂缝形成的机理相似，背斜裂缝向两端倾斜的走向是由一个产生在墙体内的水平张拉(推)力和墙体上的垂直压力与自重压力组合以后形成向外倾斜的主拉应力，裂缝方向与主拉应力正交，所以裂缝一律倾向两端呈背离式倾斜，如图 5.6 所示。

5.6　一面坡或两面坡沉降裂缝

如果建筑物的地基是一端软弱，另一端逐渐变得刚强，则软弱端会逐渐产生较大的沉降量，沉降曲线则呈一面坡的形式。

如果建筑物的地基是一个角区软弱，向另外三个角区逐渐增强，则建筑物的沉降量为一个角区最大，向这一角点作整体倾斜，沉降曲线也保持对角线方向的两面坡形式。

不论是一面坡向倾斜，还是两面坡向倾斜，墙面裂缝的开裂机理与前述的墙面相向倾斜裂缝或背向倾斜裂缝情况完全相似，这里不多加讨论。

5.7 局部地基陷落与基础破坏和墙面裂缝

建筑物基础以下局部出现暗浜、溶洞、古井、地道等薄弱区是常有的事，在承重的墙、柱基础压力作用下，必然会出现地基和基础局部陷落破坏的情况。对于砖石砌筑的带形基础，墙基出现的是压剪破坏。对于钢筋混凝土带形基础，则基础出现的必是拉剪破坏。不论是拉剪破坏还是压剪破坏，该段基础已完全失去承载力，向上面反映的将是墙面上的重叠式倒Ⅴ形裂缝，如图5.7所示。

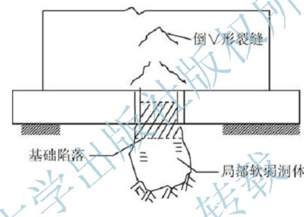


图5.7 局部软弱区上的倒Ⅴ形裂缝

5.8 沉降裂缝的稳定、封闭与加固

地基沉降引起的墙体裂缝在相当长的时间段内都不会稳定，尤其是饱和软土地基上的沉降现象往往会持续几十年。如果一律等到稳定以后再作裂缝封闭与加固处理，就很可能会失去良机，带来事故隐患。因此，最好的办法是先治本，后治标。先从加固地基、控制沉降着手，然后进行裂缝封闭、结构加固工作。

思考题

1. 为了防止地基出现过大的沉降量，应关注地基土的哪些特性？
2. 地基土被压缩有哪些过程？
3. 为什么地基土的破坏模式多数表现为剪切破坏或挤出破坏？
4. 有什么办法能促使上部结构和基础与地基之间的变形能够接近协同？
5. 最常见的因地基不均匀沉降引起的墙上裂缝有什么样的特征？
6. 你知道墙上裂缝的倾角和走向是如何形成的吗？



第6章 温湿胀缩变形裂损机理

教学目标

温湿胀缩变形引起的结构裂缝是钢筋混凝土结构和砖混结构中出现几率最高的裂缝，因此必须倍加关注，善于识别。建议用从理性认识到感性认识的逆向程序去加深理解，掌握技巧。

(1) 加深对结构构件受约束条件的理解和认识：强化约束条件对提高结构的刚度和整体性有利，但对温度应力的控制不利。

(2) 认识线胀系数 α 是建筑材料的一种物理属性，不以人们意志为转移。

(3) 懂得只有控制温湿度的变化幅度(计算温差 T)才是控制结构构件胀缩应力和裂缝的唯一手段。

(4) 掌握两个理论计算公式的推导过程和具体运用。

① 梁、板线性胀(缩)量计算。

② 断面温差冷缩力(温差弯矩)计算。

基本概念

气候(温湿度)条件；胀缩机理；3个条件；裂损机理；裂缝特征；“放”、“抗”措施。



引言

温湿胀缩变形是一种常见病，出现的几率很高，覆盖面最广，却极容易被忽视。它是让结构带病工作，最后形成大灾难的根本原因之一。

温湿胀缩变形裂缝其实也属于变形失调裂缝，只因温湿胀缩裂缝出现的几率很高，有必要对其裂损机理进行单独讨论。但也正因为其出现的几率高，而且随时随地处于发展和变化中，人们的意志很难改变这一自然趋势，因而也就习以为常了，并且往往对之束手无策，任其自然发展下去。可是带病工作的后果往往可能是彻底毁灭的大灾难。

6.1 温湿胀缩与自然环境

6.1.1 温度与湿度

温度与湿度因素存在于自然界任何一个角落里，是不以人们意志为转移的客观自然规律。对于工程结构来说，温度与湿度变化因素也可以说是不可避免的。

6.1.2 胀缩现象的危害性

热胀冷缩和湿胀干缩现象对于工程结构来说，其危害性却很大。正像人们患的伤风感冒，虽然不曾引起人们足够的关注，但有可能引发其他重大疾病。同样，导致工程结构裂损倒塌的大事故也往往是从几条微不足道的温度裂缝开始的。关于这一点，从事工程事故分析工作的工程师们应该有一个清醒的认识。

6.2 干湿胀缩与当量温差

6.2.1 干湿胀缩现象的影响因素

影响工程结构或混凝土干缩、湿胀变化的因素很多，首先是时间、温度、风速等直接影响结构或混凝土湿度效果的因素；其次还有水泥品种、水泥细度、水泥用量、水灰比、用水量、砂石质量、砂石级配、浇捣质量、养护条件等众多复杂因素。每一个因素的影响程度都不可能用准确的数字来进行计算或表达，只能引入一个个计算参数来进行一些近似的估计，但这样做没有实用意义，因为干缩现象的评估或干缩应力与干缩裂缝的分析是个难度很大的工作。

6.2.2 干缩当量温差

在实际工作中，人们为了方便，只能凭经验对混凝土的干缩现象、干缩应力和干缩裂缝进行宏观上的模糊控制。据统计，在一般的环境条件、材料选择和施工操作情况下，混凝土从浇筑终凝到全干燥这个时段发生的总干缩量相当于混凝土在温度下降了15℃左右这

个幅度范围内的冷缩量。为了计算上的方便，也就把这个15℃左右的温度作为估算混凝土干缩量的当量温差，合并到温度应力和温度胀缩计算程序中去。

6.3 胀缩变形与结构裂缝

6.3.1 三个条件

下面所说的胀缩现象是热胀冷缩现象，已将干缩当量温差包括进去。混凝土及其结构构件在温度变化下要产生相应的热胀冷缩现象，并形成应力，出现裂缝是离不开以下3个条件的，不仅理论上如此，实践中也有了充分的案例证明。

1. 温度变化条件

所谓胀、缩、变形，都是相对而言的，如果温度永久保持在不变状态，就谈不上热胀冷缩，谈不上温度应力和温度裂缝的问题。所以要研究分析温度应力和温度裂缝，必须有一个相对而言的基准温度 T。这个基准温度 T 多指混凝土终凝达到一定强度时的施工温度。在这个温度基础上，随着气温的变化，混凝土的温度升高了，相对于施工时的温度与状态来说必会产生热胀现象。温度降低了，就会产生冷缩现象。

既然热胀冷缩现象是相对而言的，也可把结构构件的局部温度，比如把外墙板室内侧的温度视为基准温度，则外墙板室外侧的温度在严冬时大幅度下降，外墙板外侧就会出现冷缩现象和冷缩裂缝。内外侧墙面上的温度差就成了温度应力与温度裂缝的计算温差。

总之，没有温差，就不会有胀缩现象，也没有温度应力和温度裂缝问题。

2. 结构约束条件

事实上，包括混凝土等结构构件在内的任何物体，在其不受任何约束的条件下，完全可以自由胀缩，并不会产生任何内应力，也不会出现裂缝。只有在其胀缩现象受到制约的条件下，才能产生应力和裂缝。必须注意，这里所说的裂缝并不单指人们通常所说的冷缩裂缝或收缩裂缝，还要包括热胀裂缝。

结构构件的受约束程度是随结构构件，尤其是节点构造的不同而变化的。约束程度越高，所产生的胀缩应力就越大，裂缝现象就可能越严重。约束程度以约束系数 γ 表达，通常将百分之百的全约束程度用约束系数 $\gamma=1.0$ 来表示，而把百分之百放松的情况用 $\gamma=0$ 来表示，一般现浇钢筋混凝土结构的约束系数都在0.5以上。

3. 线胀系数条件

线胀系数表征着各种材料在温度变化下热胀冷缩一个度量的指标，常用建筑材料的线胀系数见前面第3章的3.4节。碳纤维的线胀系数则为负值，不是热胀冷缩，而是热缩冷胀，这一点也值得关注。研究结构温度应力、温度裂缝问题，还必须研究线胀系数这个相对固定的条件。

6.3.2 胀缩应变计算

根据定义及条件，得到胀缩应变的计算公式为

$$\varepsilon=\gamma\alpha t \tag{6-1}$$

式中：ε——胀缩应变量；

γ——约束程度系数；

α——线胀系数；

t——计算温度差。

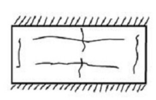
当计算应变量 ε 之值大于混凝土的极限应变(抗拉极限)1×10^{-4}时混凝土就会出现裂缝。

6.4 裂缝机理分类

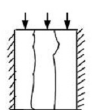
6.4.1 冷缩裂缝

1. 板面冷缩张拉裂缝

板面冷缩张拉裂缝又分外墙板外表面裂缝与屋面板板底面裂缝两种情况。在严冬气候条件下，外墙板外表面温度接近气温，在北方地区，往往在0℃以下，而内表面则接近室温，一般在+20℃左右；屋面板，尤其是没有及时做好保温隔热层或者是保温隔热层年久失效的屋面板，板顶温度接近室外气温，偏低；而板底接近室内气温，偏高，不论是外墙板还是屋顶板，都有一个板面计算温差存在。以高温一侧为基准温度，则低温侧温差幅度都在30℃以上。低温侧产生强烈的冷缩趋势，直接受到断面上高温一侧的制约，就在高温侧产生热胀引起的压力，低温侧产生了一个抵抗冷缩的应力，这个均匀分布于全板面内的冷缩应力就将使低温侧板面产生冷缩裂缝。本来冷缩应力应该机会均等，但是哪里约束程度高而抵抗力小，裂缝就先在哪里出现。因此，屋面板上的冷缩裂缝首先出现在与短向跨度支座平行处附近，也可能逐步向长向跨度支座平行处发展。而外墙板内因为存在一个自重或荷载而产生的垂直压应力可以与垂直方向的冷缩应力相抵消，所以冷缩裂缝只出现在垂直方向，而不出现在水平方向(图6.1)。



(a) 屋面板顶冷缩裂缝



(b) 外墙板外侧冷缩裂缝

图6.1 屋面板顶、外墙板外侧冷缩裂缝

2. 板角冷缩切角裂缝

夏季施工的楼面梁板在骤然降温的条件下，面大且薄的板面不仅降温冷缩速度快，而且干缩量也比断面相对大许多的梁要大而快，板与梁之间就有一个收缩量差的问题，不等量的收缩变形必定在梁、板接触的界面上产生一个制约(抵抗)收缩的剪应力，这个剪应力就是产生板面切角裂缝的原因(图 6.2)。

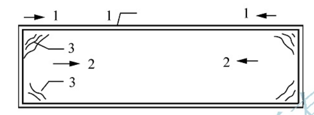


图 6.2　板面切角缝

1—外框架、小收缩量；2—大面积板大收缩量；3—板面切角缝

应该说明，在外框架梁热胀量过大，板的热胀量小，甚至还产生冷缩与干缩的情况下，也同样能产生板面切角裂缝，只是与前一种机理相反，经仔细观察，两种裂缝外表似乎完全相似，只是产生的时节不一样。在事故分析工作中，这些都是必须关注的细节问题。

3. 大体积混凝土表面冷缩张拉裂缝

大体积混凝土在浇筑后 3～7 天的时间内，体内释放了大量的水泥水化热，导致了混凝土升温、热胀，体积内部温度高，体积表面温度低，内外形成较大温差，如果就在这时候来一个寒潮，混凝土外表收缩更大，就会导致严重的表面裂缝问题。这种裂缝属于表面冷缩张拉裂缝，没有方向性。关于大体积混凝土的养护温度调控与抗裂问题在后面的第 20 章还将作专门讨论。

4. 框架梁轴向冷缩张拉裂缝

大量的框架梁，尤其是那些敞开通风，暴露于外的框架梁，一旦受到寒流袭击，梁端在框架节点的强劲约束下会在梁身产生强大的冷缩应力。由于框架梁中性轴附近的腰筋配置量严重不足，抗冷缩变形能力低，就会在梁的中性轴附近产生两端细、中间粗、走向垂直的枣核型裂缝。由于梁顶存在由于荷载引起的压应力，可以与冷缩应力抵消，而梁底则配有足够的受力筋，有足够的抗裂能力，所以枣核形裂缝只是上不到顶，下不及底而出现在中腰。某中学教学楼出现的 800 余条裂缝就属于枣核型冷缩裂缝。

6.4.2　热胀裂缝

混凝土结构在升温热胀的条件下只产生膨胀效应和压应力，不应该产生裂缝。长期以来，至少是召开国内第一次结构裂缝会议——上海会议以来，工程学术界都是这么认为的，因此在钢筋混凝土结构理论中就没有热胀裂缝这名称与说法。前些年，有人还将地下室墙面、板面上出现的所有裂缝，包括外墙板的内、外两面在盛夏与严冬条件下出现的不同裂缝，统统归纳成收缩裂缝，甚至把裂缝原因归于高性能、高强度混凝土的早期微裂现象。此种认识有不妥之处，值得探讨。不论从哪个角度看，下列几种裂缝归属于热胀裂缝才算比较确切。

1. 火灾中的煤仓外表裂缝

某煤仓在施工中因电焊引起模板着火，从而引起了火灾。灾后见到的是内壁面混凝土被烧焦，而外墙面有大量竖直胀裂裂缝存在。

2. 烈日下的屋顶板板底裂缝

在烈日曝晒下的屋顶板，板面温度升高膨胀，在板断面内产生偏心压应力，从而导致了板底面的偏心力矩，引起张拉裂缝。

3. 烈日辐射下的地下室外墙板内立面上竖直裂缝

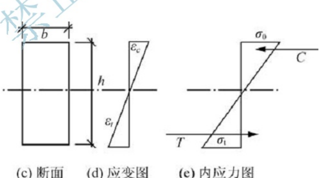
一般情况下地下室外墙板内立面上的竖直裂缝出现在夏季，显然系因外侧遭晒烤膨胀引起的内壁张拉应力所致。相反，外墙板外侧立面上也出现了竖直裂缝，该裂缝的成因和机理却迥然不同，系外侧面直接冷缩引起。

4. 正常气温条件下的大体积混凝土表面的无方向性裂缝

大体积混凝土浇筑以后，尚在水泥水化热阶段，温度高、体积膨胀，如果遇到的是骤至的寒潮低温，可以认为是混凝土表面冷缩裂缝。如果遇到的是酷暑高温，就可能会保持内外温度平衡，差别不大，相安无事，裂缝可能不会出现。如果遇到的是正常温度，则显然应理解为体内水化热升温膨胀引起的表面张拉裂缝。其生成机理与板的一侧受高温晒烤引起的低温侧裂缝完全一致。

6.4.3 板(梁)面热胀与冷缩应力的理论计算公式

温差内力分析如图 6.3 所示。



(c) 断面　(d) 应变图　(e) 内应力图

图 6.3 梁(板)两面温差内力分析图

(1) 条件。梁(板)断面 bh、弹性模量 E、梁(板)顶面温度 t_1、底面温度 t_2($t_1>t_2$)，呈均匀变化，$t_1-t_2=t_0$。

(2) 公式推导。以中性轴$\frac{1}{2}h$处的温度视为平均温度条件下：

顶面压缩应变
$$\varepsilon_c=\alpha\frac{t_0}{2} \tag{6-2}$$

顶面压缩应力
$$\sigma_c=E\alpha\frac{t_0}{2} \tag{6-3}$$

断面合压力
$$C=E\alpha\frac{t_0}{2}\frac{hb}{2}\frac{1}{2}=\frac{1}{8}E\alpha t_0hb \tag{6-4}$$

底面拉伸应变 $$\varepsilon_t = \alpha \frac{t_0}{2} \tag{6-5}$$

底面拉伸应力 $$\sigma_t = E\alpha \frac{t_0}{2} \tag{6-6}$$

断面合拉力 $$T = \frac{1}{8} E\alpha t_0 hb = C \tag{6-7}$$

断面温度力偶 $$M = T\frac{2h}{3} = \frac{E\alpha t_0 bh}{8}\frac{2h}{3} = \frac{E\alpha t_0 bh^2}{12} = \frac{E\alpha t_0 I}{h} \tag{6-8}$$

式中：$I=\frac{bh^3}{12}$——梁(板)的断面惯性矩。

(3) 计算结论。从以上公式推导得到了以下结论。

① 全跨度温度应力和弯矩图形为矩形，正弯矩，在低温一侧全跨度内弯矩强度或温度应力强度为均等。因此，全跨度内低温侧裂缝机会为均等。

② 低温侧永远为拉应力区，高温侧永远为压应力区，因此，温度裂缝只出现在低温一侧，不出现在高温一侧。

③ 两面出现温差原因系高温一侧吸收外热引起，则应定义为热胀裂缝；系低温一侧失热引起(散热引起)，则应定义为冷缩裂缝。但不论热胀裂缝还是冷缩裂缝，必定只出现在低温一侧，不会向中性轴以上扩展，永远不会形成贯穿性裂缝。

④ 实际工程中出现两面贯穿性裂缝，既存在因夏天曝晒吸热的问题，又存在因冬天严寒失热问题，两种原因并存，裂缝才会贯穿。

6.5 裂缝处理

温度应力的产生既然是基于约束程度、温差幅度与线胀系数3个条件的，裂缝发生发展到一定程度，内能(应变能)释放，应力松弛，约束程度就会逐渐放松。3个条件失去一个(约束条件)以后，裂缝就不会继续发展，只要不出现其他伴生裂缝，尤其是杂交裂缝，对结构安全是不会有直接威胁的。但既然出现了裂缝，对结构的刚度和整体性就有了削弱，不进行处理就是带病工作，很可能导致大事故。因此，待裂缝一稳定，就应该及时进行裂缝封闭处理。

6.6 关于伸缩缝间距问题的讨论

关于建筑结构的允许长度，各国不同时期制定的规范都做过明确规定。我国混凝土结构规范GB 50010—2002也就此做了相应规定：室内条件下的钢筋混凝土框架限长为55m，室外条件下则限长为35m。最新规范GB 50010—2010虽然保持了规定水准不变，但考虑到实际情况，在具体执行过程中已允许做些变通。各国各种规范的规定数值则差别很大，这是一个很有争议的问题，为了加强对温度胀缩裂缝机理问题的认识，不妨在这里做一些讨论。当前国际上关于这个问题存在着两个学派，一派主张“放”，一派主张“抗”。各国规范对伸缩缝间距做出规定，就是接受了主张“放”的主流派的观点。其观点是：鉴于在

热胀冷缩作用下，过长的建筑物总的热胀冷缩量太大，会导致建筑物中间出现大量裂缝。为了减少裂缝，就只有将长度缩小，留置更多的伸缩缝，主动将建筑物进行分段放松，免得被动地出现大量的不规则裂缝，这就是“放”的方法。“抗”的观点与之相反，主张强化结构自身，争取主动，控制裂缝，保持建筑结构应有的长度及其整体性，不设伸缩缝。两种观点都有一定道理，现试讨论如下。

6.6.1 “放”的麻烦性

对于一个建筑结构来说，能保持其整体性当然是理想的，要人为地将它划分成若干段不仅会丧失整体性，而且会带来很多麻烦。比如一个600多米长的厂房，如果按30m左右留一道伸缩缝，就要将一个完整的厂房分割成二十几段，中间要留置二十几道伸缩缝。伸缩缝要增加工作量，要解决屋面防雨，地下防渗，侧面防风问题，对使用不利，会给管理带来麻烦，给工程增加造价，对工程的安全性与耐久性都有负面影响。因此认为，放的办法只有不得已而为之。

6.6.2 “放”的有效性

用伸缩缝放松以后，是否就可取得建筑结构不致裂缝或减少裂缝的效果，应做一些具体分析。

1. 定量分析

现以一道钢筋混凝土围墙为例来做定量分析。设墙基对围墙的约束系数 γ 为0.5，围墙的计算温差取30℃的最低值，按理论计算，其胀缩应变为

$$\varepsilon=\gamma\alpha t=0.5\times1\times10^{-5}\times30=1.5\times10^{-4}$$

这已大于钢筋混凝土的极限抗拉伸应变，显然会出现裂缝。计算公式表明，胀缩应变量指单位长度范围内的应变值与结构总长度并无关系。只有裂缝的总条数与裂缝的总宽度才与结构长度有关。这一性质也说明，不管怎样划分结构长度，裂缝总是会分散出现，不会以人们的意志为转移，集中出现到伸缩缝去。因此说明“放”的办法并不会完全消除裂缝，只能是分散裂缝。

2. 定性分析

在冷缩条件下，由于上部结构围墙的冷缩，要受到无冷缩的地基的制约，因而会在围墙与地基的接触界面上产生一组均匀分布的背向阻抗剪应力。这组剪应力对于墙板来说是偏心张拉力，以墙板的长向中分线为不动点，剪切阻抗应力从墙端向不动点逐渐聚集，聚集到不动点时其值为最大。当其值已大于墙板的允许抗拉能力时，裂缝就会在中分线上产生，将墙板一分为二，然后二分为四，循序递进，直至将长墙板分到极短时，地基对墙板的约束程度低到可以忽略不计，裂缝才会终止。对于短墙板来说，不同之处只是因为其长度短一些，半段墙上聚集起来的阻抗剪切力可能值要低一些，因此中分线上裂缝的起步计算温度可能要高一些，也就是裂缝会出现得稍晚一些而已。但一分为二、二分为四……的开裂规律并不会改变，如图6.4所示。

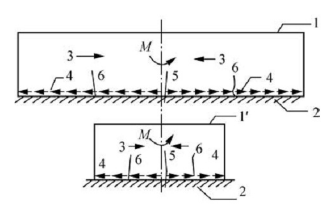


图 6.4　墙板冷缩裂缝机理

1—长墙；1′—短墙；2—基础；3—冷缩；

4—冷缩阻抗张拉力；5—第一茬裂缝；6—第二茬裂缝

在热胀条件下，由于墙板要伸长，被基础所制约，在墙板与基础的接触界面上会产生一个阻止墙板伸长的相向阻抗剪力组，这个剪力组对于墙板来说是一个偏心压力，会形成一个偏心力矩。因此在墙板的下半节范围内不会出现裂缝，裂缝会出现在墙顶，其出现顺序也像冷缩条件下的墙脚裂缝一样，长墙与短墙的裂缝规律也完全相似，如图 6.5 所示。

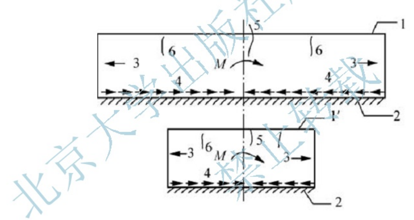


图 6.5　墙板热胀裂缝机理

1—长墙；1′—短墙；2—基础；3—热胀；

4—热胀阻抗压力；5—第一茬裂缝；6—第二茬裂缝

以上定性分析与定量分析表明，设置伸缩缝，将建筑结构分段、缩短的办法对于抑制裂缝并无帮助，最多只能稍许推迟裂缝的出现时机。

6.6.3　“抗”的代价

从理论计算得知，在温差幅度大、约束程度高的情况下，胀缩应力和胀缩变形量如此之大，要完全依靠增加配筋，提高结构的抗裂能力来防止胀缩裂缝，显然代价极高，是极不经济，甚至是不现实的。

6.6.4　留置后浇带是抑制裂缝的一个好方法

在建筑结构中留置适当的后浇带，并且注意采取以下几点措施是能有效地抑制温湿胀

缩变形裂缝的一个好办法。

（1）后浇带设置的间距与宽度应适于操作。

（2）后浇带封缝合龙时间宜选择在结构的干缩过程已经完成，混凝土设计强度已经达到之后，具体时间应选择在气温相对为最低时。

（3）后浇带的填筑材料应选择微膨胀混凝土。

6.7 关于温湿胀缩裂缝的危害性问题的讨论

对于结构裂缝的危害性，人们最关注的首先是荷载应力超限裂缝。多少年来，结构设计规范不断推陈出新，几代结构设计师孜孜不倦做出努力，几乎都是为了确保荷载应力不超限，结构构件不产生裂缝这一设计目标的实现。其次关注的才是地基沉降变形裂缝。其实，对于这两种人们认为可怕的裂缝，是可控制、可治理的。唯独由于结构内部的温湿度变化、胀缩变形因受到制约而产生应力所引起的裂缝却是无休止、难治理的。从理论上说，因温度变化引起的钢筋混凝土构件应变量 $e=r\alpha T$，当结构受约束程度为最高时，约束条件系数取 1，为定值。α 为钢筋混凝土的物理属性线膨胀系数，亦为定值，取 1.0×10^{-5}，因此对应变量 e 起决定作用的只是温度变化幅度 T 而已。因为钢筋混凝土的极限变形量为 1.0×10^{-4}，也就是说只要降温幅度超过 10℃，结构裂缝就会出现。可是在大部分地区，全年季节性的室外极限温差都在 50℃以上，即使人们能在结构的设计、施工与维修保养工作中均严守规程，小心翼翼，包括对伸缩缝间距的控制、后浇带的设置、保温隔热措施都做到位，也很难达到规范要求，将计算温差(施工基准温度与极限最低温度之差)控制在 20～25℃以下。何况人们还往往对伸缩缝的控制和后浇带的设置不屑一顾。比如某大酒店的结构单元长度竟做到 97m，假如能将计算温差控制在 30℃以下(含当量温差)，则全长 97m 的纵梁，其冷缩(裂缝)总量就达 29mm，裂缝平均宽度按 0.2mm 计算时，全梁段内裂缝总数就将达 190 条之多。如此密集的结构裂缝，其连续性和刚度显然已全部丧失，即使短期内还不影响其承载力和使用功能，一旦地震来临，也必然彻底瘫痪。这就是温湿胀缩裂缝最大的危害作用，急待取得有效的治理方法。

思　考　题

1. 决定建筑结构温度胀缩变形量的 3 个条件是什么？
2. 如何考虑建筑结构的干湿胀缩问题？
3. 试举出 3 种最常见的结构冷缩裂缝。
4. 什么样的情况下会出现热胀裂缝？
5. 你知道设计规范为什么要控制结构伸缩缝间距的道理吗？
6. 如果建筑物太长又不便于留伸缩缝，你有办法处理吗？

第7章

变形失调裂损机理

教学目标

虽然引起结构裂缝的具体原因很多，但是总的原因都是因为结构变形失调。当前结构裂缝现象很普遍、也很严重，并没有随安全水准的提高而有所缓解，原因就是没有很好地解决变形协调问题。因此希望以下列几个方面为目标，狠下工夫，来解决变形协调问题，抑制疯狂的结构裂缝现象。

(1) 关注生物结构的进化和仿生学原理。

(2) 明白力学平衡只是结构设计的必要条件，本构合理和变形协同才是结构优化的主要标志。

(3) 了解历代规范限制结构变形的安全水准。

(4) 关注用户呼声最高的12种结构变形失调裂缝。

基本概念

变形协调；本构关系；变形失调裂缝。



引言

本章内容对加深理解新规范的良苦用心，以望抑制当前普遍出现的结构裂缝现象有一定的实用价值。

长期以来，从事结构设计的工程师们毕生的精力，可以说全部耗在了寻求结构体系的力学平衡这件工作上。可是从近年来的工程实践中发现：在结构体系越来越复杂，结构计算技术越来越先进，计算成果越来越精细，结构计算中对力学平衡条件的遵守越来越严格认真的情况下，结构裂缝现象却越来越多，问题越来越严重，原因究竟何在？人们处在迷惘中。规范(GB 50010—2002)率先提出了结构设计必须同时满足力学平衡条件、变形协调条件、本构关系合理条件三个条件的新要求。这是一种新思路和新观念。但是关于如何满足变形协调条件，包括新规范(GB 50010—2010)在内，至今也还没有提出更多的具体措施。这就是要在这里对结构变形失调裂损机理进行专门讨论的重要原因。

7.1 传统的结构设计方法与异常的结构裂缝现象

自19世纪英国皇家土木工程学会的第一部土木建筑设计规范问世以来，人们在工程设计中莫不以经典的材料力学和结构力学理论为基础，严格遵守力学平衡的准则进行结构设计。不论是早年的砖木结构、后来的砖混结构、近期的钢筋混凝土结构、钢结构，还是时尚的薄膜结构，都无例外。长期的工程实践已经证明，只要严格遵守了力学平衡条件，就已足够确保结构安全。随着经济的发达，技术的进步，结构计算技术从手工作业到电子计算机的高速运算，电算程序精且专，控制理论高且深，计算结果准而全。加上建筑材料品质的不断改进，施工技术水平的不断提高，工程质量水平也理应与时俱进，步步高升。可是实际情况竟与之相反，暴露的问题越来越多。尤其是在钢筋混凝土结构中，裂缝现象还异常严重。

7.1.1 国外情况

据报道，自从波特兰水泥问世、钢筋混凝土结构盛行以来，直至第二次世界大战结束的一个多世纪中，钢筋混凝土结构的服务质量一直是令人满意的。除了地基因素引起的坍塌事故外，可以说在全世界范围内并没有报道过什么特大的结构裂损事故。自第二次世界大战摧毁了大半个世界，钢筋混凝土结构在全世界范围内铺天盖地兴起后，不仅水泥品种增多、质量有了大幅度提高，设计技术和施工水平都在突飞猛进，向前发展。可是结构裂缝现象也在以惊人的速度出现。值得关注的是在美国，由于没有受到战争摧毁，至今尚保存大量的战前土木、水利、建筑工程。人们竟发现，当这些“老年工程”尚在安全服役时，却有大量新建工程裂损严重。国家大量建设资金都被迫为维修加固工作所占用。新建项目投资一般只占国家工程费用总支出的1/3左右，而维修加固费用几乎要耗费国家工程费用总支出的2/3，说明了问题的严重性。欧洲的英、法、德等国的情况也大致如此。

7.1.2 国内情况

国内情况也并不例外，上了年纪的人都有一个深刻的印象：新中国成立初期，如果在新建工程上发现了几条裸眼能够辨认的裂缝，必然引起震惊，要被严肃查处。随着时代的

推进，经济的发展，技术的进步，结构裂缝现象倒已成了常有的事。号称一类建筑、重要工程的大会堂、大教学楼也不例外。某一栋教学楼竟出现800条以上裂缝，某一个小学校的校区工程建筑物竟有裂缝9000条以上，不能不说已到了相当严重的程度。问题是随着规范的修订，设计安全水准的提高，结构裂缝现象并未得到遏制，反而有日益严重的趋势，不能不令人深思。

7.2 本构关系的合理化与结构裂缝现象的严重性

促使组成结构体系的建筑材料、结构构件和地基基础之间的内在本构关系合理化，应该是提高结构质量水平的基本保证。随着高强度、高质量钢材的生产与供应，高强度高性能混凝土的开发与应用，可以说，在结构体系本构关系合理化方面已经有了坚实的基础。高强高质钢筋和高强高性能混凝土的微观构造和细部结构组配合理，材质均匀，比如钢材的晶体结构，混凝土的颗粒级配，钢筋与混凝土之间的粗细、稀密搭配，都是结构体系本构关系合理化的前提条件。再加上构件之间的合理搭配，节点上的合理构造，就构成了完整的合理的本构关系。在这些方面，近年来人们已做了很大的努力，对减少结构构件裂缝的产生，本应该起到成效。可是事与愿违，结构裂缝现象却越来越严重，越来越普遍。甚至有人对高强钢筋、高性能混凝土的推广应用产生了疑虑，究竟原因何在？值得深入研究。

7.3 医学上的富贵病与工程上的多裂缝症

随着经济的发展，人们生活水平的提高，医学上由于营养不良引起的瘦弱病已逐渐被营养过剩所引起的富贵病所代替。工程上出现的多裂症也与此有些类似。

高血糖、高血脂、高血压、心脏病、糖尿病、肥胖症都属于营养过剩所引起的富贵病。相对说来，富贵病比瘦弱症更危险、更可怕，治愈难度更大。已引起了社会的普遍关注，成为人类生存的一大威胁，不可掉以轻心。

在物资短缺、经济困难、一切实行低标准的日子里，建设标准偏低、设计安全水准偏低、结构构件的断面偏小、刚度偏小、相互约束的程度偏低，因而使结构体系内部不会产生那么多次应力，结构构件之间变形容易协调，结构裂缝自然也就少。随着人们生活水平的提高，安全意识的提高，工程建设标准也在迅速提高。肥梁、胖柱、厚墙厚板现象越来越多，结构体系刚度被盲目增大，从而使体系内部构件之间大量的变形失调现象出现，进而引发了大量的结构裂缝，这就是工程上的多裂症。其危害性很大，应予关注。

7.4 变形失调现象与结构裂损机理

从结构裂缝机理来考查结构裂缝原因，基本上可以综合划分为以下两大类。

7.4.1　非变形失调原因引起的结构裂缝

（1）荷载超限裂缝。已如前面第4章所述，真正由于荷载超限引起的结构裂缝现象并不多见。

（2）早期自生裂缝。混凝土的早期自生裂缝实际上属于无害裂缝，将在下面第8章中作进一步介绍。

（3）其他反应裂损。其他反应裂损原因都较特殊，情况比较复杂，但问题也较明显，将在第9章中讨论。

（4）偶然原因裂损。混凝土在施工、养护过程或在装修、使用阶段由于某种偶然原因遭遇机械碰撞造成的损伤，情况比较明朗，多属于外伤，一般威胁不会太大。

7.4.2　变形失调原因引起的结构裂缝

1. 地基变形失调引起的结构裂缝

由于地基变形失调引起的结构裂缝现象比较普遍而且严重，其原因也比较明显，已经在第5章单独进行了论述。

2. 构件内部或构件之间温湿胀缩变形失调引起的结构裂缝

由于温湿胀缩原因而引起的结构裂缝现象是一种最常见的现象，同时也是一种最难防治，最不容易控制的裂缝现象，已在前面第6章中作了探讨。但是温湿胀缩只是导火线，构件之间变形失调才是根本原因，因此还必须做较全面的研究。

3. 体系内部整体变形失调引起的结构裂缝

随着经济的发展，技术的进步，房屋越建越高，工程规模越来越大，结构体系越来越复杂。除了经典的框架体系，剪力墙体系之外，又有了衍生的框剪体系、框筒体系、筒筒体系、群筒体系。结构构造复杂了，就难免刚度失衡，变形失调，引起裂缝。

随着生活水平的提高，安全意识的增强，结构设计安全水准一再提高，梁、柱等主体构架的刚度偏大，而墙、板等构件的刚度应如何合理确定，却往往被忽视，因而引起了较普遍而且严重的变形失调结构裂缝。

总之，当前的结构裂缝现象之所以越来越普遍，越来越严重，实际上是一种“富贵病”。它的危害性与瘦弱病相比较，只有过之，而无不及，这就是要对变形失调裂损机理单独进行讨论的原因。

7.5　结构变形协调原理

所谓结构变形，是指结构的形状尺寸在受力后有所改变。改变结构形状尺寸的外因是力(含温湿胀缩应力)，内因是结构材料本身的弹性模量、构件刚度等物理特性。常见的结构变形现象有压缩、拉伸、弯剪、热胀冷缩、湿胀干缩等力学作用和物理现象。单个构件的伸缩变形对于其本身来说，应该有其充分自由。可是对于结构体系来说，每个构件的变

形必然要受到其他相邻构件严格的制约，变形要相互协调。比如一个三角形屋架，它是由上下弦与多数腹杆组成的多个小三角形的几何图形组合而成的整体结构，每一构件有自己的岗位、自己的规格，承受一定的内力，各自会产生一定的变形，形成共同的整体变形，这就是屋架的挠度。

屋架挠度只有在一定限度的范围内才能维持正常工作。一旦超过这个限度，屋架的几何图形就不能继续维持，构件内力的正常比例关系就会改变，屋架节点就会产生次应力。最终结果是屋架遭到彻底损坏。这就是结构变形失调问题。

钢筋混凝土结构中的变形失调现象比钢结构中的变形失调现象更多。为了尽量减少变形失调现象，首先是断面设计必须满足变形协调要求。受弯断面弯曲变形以后仍须满足平截面假定。根据平衡设计原则，受压侧混凝土的最大压屈变形量 ε_c 不能大于 0.0033，然后据此配置受弯钢筋的数量。配筋超量，或配筋不足，均有可能导致断面变形不协调现象，引起裂缝，或过早破坏。梁板构件之间，在受力条件下或在温湿度变化的胀缩变形条件下，其变形都必须取得协调，否则就将产生梁、板之间的次应力或温度应力，导致梁、板开裂。梁柱之间的变形协调问题就更加重要。但是要真正做到梁柱之间的变形完全协调是极不容易的。为了保证结构的整体安全不受威胁，也就是为了保全主帅，守住抗震设计三准则中“大震条件下裂而不倒”这一道最后防线，结构设计中才有强柱弱梁理论的出现，宁可让裂缝或塑性铰首先出现在梁上而不要向柱上发展。

结构设计中最重要的一个环节是基础设计，地基与基础之间必须共同工作，而且必须变形协调。可是桩基础就没有这个优势，尤其是刚性的桩与柔性的地基土之间的变形是很难协调的，这是它的最大弱点，这个问题尤其值得深入探讨。

7.6 现行规范对设计安全水准的设置和结构变形的限制

规范要求设计必须满足承载力极限状态要求和正常使用极限状态要求的两个基本条件。要满足承载力条件，就必须有标准荷载和各项承载力超载系数的设置，要满足变形协调条件，就必须对各种结构变形进行控制。现将我国既有规范对结构变形的控制水准列于下，并加以讨论(见表 7－1～表 7－5)。

1. 对受弯构件允许挠度的控制

表 7－1　梁的挠度限值

构件名称	允许挠度(按计算跨度 L_0 计)
吊车梁：手动	$L_0/500$
电动	$L_0/600$
楼、屋盖构件	
当 $L_0<7$m 时	$L_0/200(L_0/250)$
当 7m$\leqslant L_0\leqslant$9m	$L_0/250(L_0/300)$
当 $L_0>9$m 时	$L_0/300(L_0/400)$

2. 对钢筋混凝土构件裂缝宽度的限制

表 7－2 裂缝宽度限值(mm)

构件工作条件＼钢筋种类＼构件类别		钢筋混凝土构件 Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级钢筋
室内环境	一般	三级、0.3(0.4)
	屋面梁、托架	三级、0.3
	中级工作制吊车梁	三级、0.3
	屋架、托架	三级、0.3
	重级工作制吊车梁	三级、0.2

3. 对高层建筑层间位移和顶点位移的控制

表 7－3 $\Delta u/h$ 限值

结构类型＼荷载类型		风荷载/地震荷载
框架	轻质隔墙	1/450～1/400
	砌体填充墙	1/500～1/450
框剪	一般装修	1/750～1/650
框筒	较高标准装修	1/900～1/800
剪力墙	一般装修	1/900～1/800
	较高标准装修	1/1100～1/1000
筒中筒	一般装修	1/800～1/700
	较高标准装修	1/950～1/850

表 7－4 u/H 限值

结构类型＼荷载类型		风荷载/地震荷载
框架	轻质隔墙	1/500～1/450
	砌体填充墙	1/650～1/550
框剪	一般装修标准	1/800～1/700
框筒	较高装修标准	1/950～1/850
剪力墙	一般装修标准	1/1000～1/900
	较高装修标准	1/1200～1/1100
筒中筒	一般装修标准	1/900～1/800
	较高装修标准	1/1050～1/950

注：表中 h 为层高；H 为全高；Δu、u 分别为按弹性方法计算的层间位移值和顶点位移值。

4. 对建筑物地基变形的控制

表7-5 地基变形允许值

变形特征 \ 地基土类别	中、低压缩性土/高压缩性土
砌体结构基础局部倾斜	0.002～0.003
工民用建筑基础沉降差	
(1) 框架	0.002L～0.003L
(2) 砖石墙填充边排柱	0.0007L～0.001L
(3) 基础不均匀沉降不产生附加应力的结构	0.005L～0.005L
柱距6m单层排架柱的绝对沉降量(mm)	120～200
桥式吊车轨道倾斜纵向	0.004
桥式吊车轨道倾斜横向	0.003
多层和高层建筑基础倾斜	
$H_g \leqslant 24m$	0.004
$24m < H_g \leqslant 60m$	0.003
$60m < H_g \leqslant 100m$	0.002
$H_g > 100m$	0.0015
高耸建筑基础倾斜	
$H_g < 20m$	0.008
$20 < H_g \leqslant 50m$	0.006
$50m < H_g \leqslant 100m$	0.005
$100m < H_g \leqslant 150m$	0.004
$150m < H_g \leqslant 200m$	0.003
$200m < H_g \leqslant 250m$	0.002
高耸建筑基础沉降量(mm)	
$H_g \leqslant 100m$	200～400
$100m < H_g \leqslant 200m$	200～300
$200m < H_g \leqslant 250m$	100～200

5. 结构裂缝控制水准偏低

工程实践证明，只对裂缝的宽度进行控制，对裂缝的产状、走向、长度、深度不加控制，显然是不够的。何况受气温和湿度因素影响严重，在实际的检测与鉴定工作中，对裂缝宽度也很难准确认定。而且很多严重的危险裂缝，其宽度却往往在规范控制的0.2～0.3mm以下。由于规范控制的水准偏低，裂缝事故多发也就不足为奇了。

6. 梁的挠度控制水准偏低

现行规范对一般梁的挠度控制在$L/200$以内。甚至对小梁(次梁)的挠度根本不加控制。在实际的设计工作中，有人竟把小梁的高跨比做到了1/20以下。过大的小梁挠度显然将引起小梁的纵向延伸变形。而板的短向(垂直于梁的方向)跨度小，刚度大，是受力方

向，长向(顺梁方向)则为非受力方向，因此板的长向不会产生延伸变形。且板面积大而厚度薄，容易在降温和干燥条件下产生较大的收缩效应，与梁的延伸变形方向相反，会形成显著的梁与板变形不协调，导致板面严重裂缝。

7. 高层或多层建筑的层间位移或顶点位移控制水准偏低

现按表7-3$\Delta u/h$限值，框架填充墙的允许层间位移取$h/500$来考察规范对变形控制水准的高低。设建筑物层高为3000mm，则允许层间位移值$\Delta u=3000/500=6$mm。再假定建筑物全长为30m，计算温差或季节性温差为40℃，框架柱顶对框架梁的约束程度系数取0.5，则在温差作用条件下，框架梁的胀缩变形量：$\varepsilon=\gamma\alpha tl=0.5\times1.0\times10^{-5}\times40\times15000=3\text{mm}=0.5\times6.0\text{mm}=0.5\Delta u$。

计算表明，30m长的正常框架结构建筑物，在40℃的正常温差条件下，其胀缩变形量也只达到层间变形限值的50%，说明其层间变形控制的水准很低。在此温差作用下，框架梁上显然会出现枣核型裂缝。这足以说明现行规范对层间位移或顶点位移的控制不足以防止裂缝的出现。

8. 地基变形控制的水准偏低

工程实践证明，对于基础和上部结构刚度较小、整体性较差的低层框架来说，允许出现0.002～0.003的沉降差。以常见的全长30.0m左右的建筑物来说，若绝对沉降差量达60.0～90.0mm，就很难避免墙上裂缝的出现。对于基础与上部结构整体性较好，刚度较高的高层建筑来说，出现2‰～3‰的倾斜，已足以引起人们视觉和观感上的异常，会带来心理上的压力。因此认为从加强工程的安全性与耐久性角度出发，提高变形控制的水准很有必要。

9. 从三代规范的对比分析中可以认定现行规范的变形控制水准偏低

只要对“74规范”、“89规范”与“02规范”三代规范有关结构变形控制的章节内容与表格数据进行一番对比分析，就不难发现：在变形控制方面，三代规范实际上是一个面孔，基本上没有什么改变；而在承载力安全水准的方面，却显然是在步步提高的。

经过对比分析，“02规范”的实际结构可靠度指标β值比“89规范”提高了约7.8%～14%。居住办公建筑的楼面活荷载提高了33%(从1.5kN/m^{2}提高到2.0kN/m^2)，荷载分项系数、材料分项系数、抗风险能力、抗震设防标准都有相应的提高，综合安全水准提高幅度在20%以上。而在变形控制方面却没有作相应的提高，因而大大加剧了变形失调现象，这就是近年来结构裂缝现象严重与普遍的主要原因。

10. 最新规范对变形控制的水准有了较大幅度的提高

总的说来，最新建筑设计规范《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)、《高层混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)、《建筑地基基础设计规范》(GB 5007—2011)对结构变形控制的水准都有了较大幅度的提高(详见最新规范)。这样一来，变形协调条件就有望得到较大满足，结构裂缝现象也就有望得到抑制。



7.7 综合原因引起的结构变形失调裂缝

下面列举的 12 种结构裂缝情况是工程中常见的比较典型的裂缝案例。其致裂原因往往不是单一的，而是由于地基沉降、温湿胀缩、荷载应力等多种原因综合形成。但其共同的特点则是结构变形失调。现试作概要的综合分析如下。

(1) 地基与基础的变形失调裂缝，如图 7.1 所示。

遇到软硬不均匀的地基时，如果基础设计采用柔性筏板或壳板、或拱板、或折板，则通过底板的约束作用与扩散作用，可以对地基的变形起着有效的协调作用，以调整基底压力和沉降量，既不会出现建筑物倾斜，也不致引起结构裂缝，如图 7.1(a)所示。如果基础和上部结构的整体性很好，刚度极大，则不均匀沉降现象将导致建筑物整体倾斜，如图 7.1(b)所示。如果采用的是刚性和整体性较差的带形基础或独立基础，则导致的将是不均匀的局部下沉和墙面裂缝，如图 7.1(c)所示。

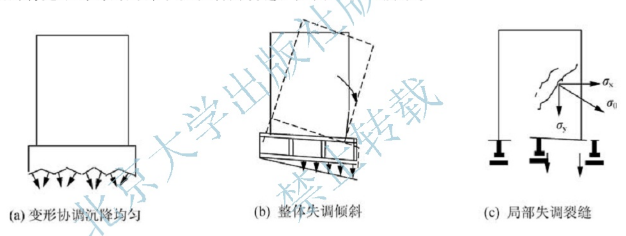


图 7.1　地基与基础间的变形协调

注：σ_0 为主拉应力；σ_x 为水平应力；σ_y 为垂直应力。

(2) 外廊梁板变形失调裂缝，如图 7.2 所示。

外廊板面裂缝在裂缝调查中随处可见，是由外廊板所处的特殊环境条件所致。因为板面薄而且暴露于室外，对温湿度的变化比梁要敏感得多，冷缩与干缩量大，而边梁的刚度不足，荷载引起的挠度大，与板的变形相反，梁与板的变形互不协调导致了规律而且密集的横向板面裂缝。

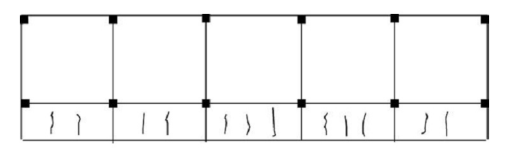


图 7.2　外廊板面裂缝

（3）内廊板面变形失调裂缝，如图 7.3 所示。

内廊板面出现大量横向规律性很强的裂缝，显然与承载力无关，而与变形失调有关。变形失调的原因是纵梁刚度大、体量大、温湿变形影响小，而薄板的温湿胀缩变形影响大，开裂机理与外廊板面裂缝相似。致裂的直接原因也是干缩与冷缩。在夏天的廊道里采用机械通风、空调降温，或在冬天，室内采用空调保温，而廊内保持自然通风时，裂缝最容易猝发。

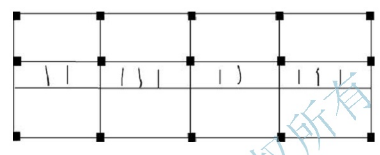
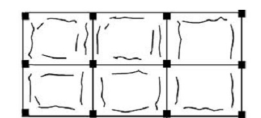


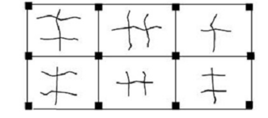
图 7.3 内廊板面裂缝

（4）屋面板板面或板底变形失调裂缝，如图 7.4 所示。

屋面板的板面和板底都会出现纵横两个方向的裂缝，裂缝原因虽然与荷载应力有一定的关系，但荷载应力绝不是决定因素。决定因素是板的温湿胀缩变形不协调。在南方的夏季，屋顶板板面在阳光直接辐射下，温度可达 70℃，而板底温度一般在 30℃以下，当室内使用空调时，温度就更低。所以屋顶板的板底裂缝，最容易在屋面保温隔热工程没有及时完成的南方工地上出现。相反，在北方，严冬的室外温度在零下若干度，而室内温度则在 20℃左右。如果北方工程在入冬之前不及时做好屋面保温隔热工程，则必然导致屋顶板的板面裂缝。因为屋顶板的四端支座约束条件相同，板面和板底的温差幅度基本均匀。因此纵横两个方向的裂缝机会是均等的，所以纵横两个方向均会出现裂缝。应该指出的是在实际工程中，不论是屋顶板的板面裂缝还是板底裂缝，其出现机理与按荷载应力与温度应力叠加的结果并不很吻合，说明温度应力与荷载应力并不是简单的裂缝原因。事实上，框架的整体刚度明显偏大，而板的厚度(刚度)明显偏小，板与框架的变形明显失调，这才是近年来屋面板裂缝，渗漏现象明显增多的原因。



(a) 北方多出现在板面，裂缝多靠近支座



(b) 南方多出现在板底，裂缝多靠近跨中

图 7.4 屋顶板低温面裂缝

（5）楼面板板底荷载应力与冷缩应力叠加裂缝，如图 7.5 所示。

楼面板处于室内环境，温湿度较稳定，板面荷载一般不会超限，实际上由于荷载应力与温度冷缩应力叠加而产生的板底裂缝不会多。只因这类裂缝处在人们的眼皮底下，抬头即见，而且要影响使用，还要产生心理上的不安全感，因此备受人们关注。实际上，这类

板底裂缝只是因为由温度冷缩应力与荷载应力叠加引起，裂缝出现以后，应力松弛，裂缝不会有大发展，倒并不属于危险性的变形失调裂缝。

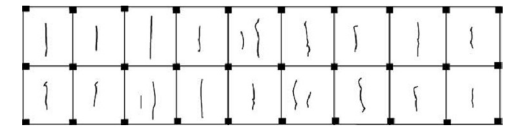


图 7.5　楼板板底裂缝

(6) 楼板板面纵向裂缝和顺支座横向裂缝，如图 7.6 所示。

楼板面的纵向规律裂缝完全是因冷缩和干缩引起，多出现在工程竣工验收进住阶段遇到寒流袭击的情况下，最让施工单位尴尬，但裂缝深度不会大，不致引起渗漏。顺板支座出现的板面裂缝则与荷载应力和支座负筋配置的长度与数量有关。冷缩应力只是导火线。问题是板面裂缝过多，会削弱板的平面内刚度，恶性循环，引发更多的裂缝，导致变形失调，结构平面内失稳。

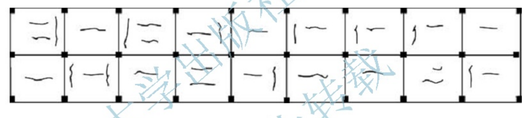


图 7.6　楼板板面裂缝

(7) 板面切角裂缝和板中通长贯穿裂缝，如图 7.7 所示。

由于板和框架梁的体量与刚度相差悬殊，外框架直接受太阳曝晒升温热胀时，板则因低温干缩作用，使梁板之间出现变形不协调现象，在梁与板之间的接触界面上产生了一组阻止胀缩的剪应力，这组剪应力从梁、板的中部对称点(不动点)逐渐向两端积累，到端部发展到最大，将板角剪切撕裂，形成一条条切角裂缝。板内存在的冷缩与干缩张拉力，则将随之在板的中间一带形成通长、贯穿的轴向张拉裂缝。

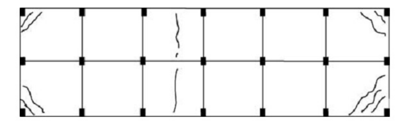


图 7.7　板面切角缝与贯穿缝

(8) 板面次梁之间横向均匀分布通长贯穿缝，如图 7.8 所示。

均匀分布在板面次梁之间、走向与次梁垂直的通长贯穿裂缝，显然与板的荷载应力无关。因为梁的刚度不足，在荷载应力作用下，梁的挠度太大，梁有伸长趋势。板则因面积大而厚度薄，干缩与冷缩速度快，梁与板之间胀缩变形趋向不一致，无法协调，这是导致裂缝的原因。

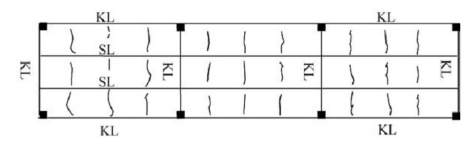


图 7.8　板面次梁间横向贯穿缝

KL—框架梁；SL—次梁

(9) 大厅板面跨次梁斜向或对角交叉裂缝，如图 7.9 所示。

发生在教室或大会议室板面上的斜向裂缝，跨次梁伸展，长度达数公尺，严重时大厅板面四个角上都会产生呈×形交叉型裂缝，与双向板面的裂缝模式相同。这是由于次梁刚度不够，挠度太大，使板内应力过大，形成板面整体裂损。

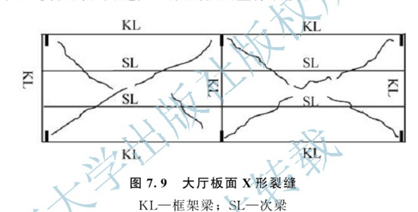


图 7.9　大厅板面 X 形裂缝

KL—框架梁；SL—次梁

(10) 强梁弱柱框架、柱身出现的水平裂缝。

梁的刚度偏大时，梁的热胀冷缩作用力加大，将导致抗弯能力偏弱的柱身出现水平裂缝。

(11) 强柱弱梁框架、梁支座附近出现的主拉或剪拉裂缝。

一般框架均为强柱弱梁框架，在荷载超限时，塑性铰率先出现在梁上，靠近端支座，多属剪拉裂缝。在荷载不超限的情况下，由于柱对梁的约束程度偏高，在降温冷缩条件下，梁侧面的中性轴附近由于腰筋配置不够，抗极限变形能力低，会出现枣核型冷缩裂缝。

(12) 剪力墙外墙板或地下室外墙板板面垂直裂缝。

剪力墙外墙板或地下室外墙板的板面裂缝一般只出现在低温侧的表层(冬天在墙外表层，夏天在墙内表层)，不向深部扩展。裂缝走向多为垂直，因为水平方向的裂缝被垂直作用的板内荷载应力或自重应力所抑制，不会出现。板在低温侧出现裂缝实际上与板面温度的绝对值无关，只是与相对温差有关。裂缝原因只是板的断面内出现了变形不协调现象。因此确切地说，这类裂缝属于变形失调裂缝。

7.8　变形失调现象与仿生学原理

以上分析表明，工程结构中的变形失调现象已很严重。因而规范(GB 50010—2002)强调

提出了结构设计必须满足力学平衡、变形协调和本构关系合理三个条件。最新规范GB 50010—2010无疑仍是走这条道路。关于力学平衡条件的满足，已经是驾轻就熟的老问题，无难可言。关于本构关系合理化问题，随着科学技术的进步，新材料新工艺的面世，也已无后顾之忧。只是如何满足变形协调条件和本构关系合理的条件，虽然也是一个老问题却让设计人员感到很陌生，规范也似乎还不能提供更多的有效措施，只能依靠人们在工程实践中不断总结与摸索。大自然是最高明的结构工程师，只有在长期的生存竞争中为了适应环境而自然形成的生物结构，才算得上尽善尽美的结构。比较起来，工程结构方面存在的差距就太大了。这就需要从工程事故分析方面着手，去观察问题，发现缺点，不断改进。

思 考 题

1. 你知道规范(GB 50010—2002、GB 50011—2002和GB 50010—2010、GB 50011—2010)为什么都强调结构设计必须同时满足力学平衡、变形协调、本构关系合理三个条件吗?

2. 为什么当前结构裂缝现象越来越多，越来越严重?

3. 你知道现行规范对结构变形方面有哪些规定吗?

4. 为什么说最常见的钢筋混凝土结构裂缝往往是变形失调引起的?

5. 试举出五种以上的结构变形失调裂缝。

6. 为什么说最高明的结构工程师是大自然?



第8章 混凝土早期裂缝机理

教学目标

高性能混凝土的早期自生微裂缝、塑性混凝土的早期沉落阻滞裂缝及其早期吸附分离裂缝从表面上看起来很可怕，实际上是无害裂缝，应从理论上去加深认识，排除顾虑。本章具体内容包括以下几个方面。

（1）对混凝土的早期进行界定。

（2）对高性能混凝土和普通混凝土各自的抗裂性能有正确认识。

（3）正确认识高性能混凝土的早期自生微裂缝。

（4）正确认识塑性混凝土的早期沉落阻滞裂缝。

（5）正确认识普通混凝土的早期吸附分离裂缝

基本概念

普通混凝土；高性能混凝土；早期自生裂缝；塑性分离裂缝；沉落阻滞裂缝；正常干缩裂缝。



引言

用于识别混凝土中的无害裂缝，并加强对高性能混凝土优越性的认识。消除高性能混凝土易裂的误会，在当前是有其实用价值的。

从混凝土结构裂缝所产生的时间阶段看，可以划分为早期裂缝、中期裂缝与后期裂缝三大类。前面各章所讨论的各种结构裂缝，指的都是中期裂缝。中期裂缝产生在混凝土强度得到充分发育、结构进入正常工作阶段，无疑，都是属于危险性裂缝，是一种病态，必须高度警惕，慎重对待。后期裂缝产生在结构的服役期已届期满或接近期满阶段，是一种结构进入自然老化的表征，最典型的混凝土结构老化现象就是碳化现象。虽然碳化现象是可以通过使用期间的精心养护去推迟甚至消除的，但是既已进入严重的碳化阶段就只能顺其自然了。混凝土早期裂缝则产生在混凝土的终凝前后，是一种先天性的缺憾，是完全可以在其成长、发育过程中，通过良好的养护得到弥补的。所以早期裂缝在理论上是无害裂缝。现对混凝土早期裂缝的形成机理及其危害性论述如下。

8.1 混凝土早期自生裂缝

8.1.1 混凝土结构成型阶段

研究混凝土在施工期间裂缝的发展，必须明确混凝土材料的成熟规律、施工环境条件的影响等。所有这些因素对成型“早期”混凝土结构的综合作用决定了裂缝的生成和发展。

目前，在混凝土材料科学领域，对于混凝土“早期”还没有一个比较明确统一的界定。混凝土从浇筑振捣完毕开始到混凝土凝固硬化，达到结构的使用功能标准，满足相应的使用要求，一般要经过以下四个阶段。

(1) 塑性阶段。一般是指从混凝土浇筑振捣完成开始至混凝土终凝完成的时段，对于普通混凝土而言，约为浇捣后6～12小时的时段内。在该阶段，混凝土仍处于塑性流变阶段，水泥水化反应剧烈，混凝土的物理化学性质都极不稳定，体积变化较快。

(2) 早前期阶段。一般是指混凝土终凝后至72小时的时段。该阶段中，水化反应进程过半，混凝土内部形成了基本的微观结构体系，强度和刚度发展很快。

(3) 早后期阶段。一般是混凝土浇捣72小时至90天的时段。该时段中，水泥水化反应过程接近结束，混凝土的强度和刚度发展减慢，趋于成熟。

(4) 成熟阶段。一般是指混凝土浇捣90天以后的时段。该时段虽然还有很微弱的水化过程，但混凝土的强度和刚度基本达到稳定状态。

这里研讨的混凝土早期自生裂缝，主要是针对混凝土早前期阶段，也就是浇捣后72小时之内所出现的宏观(可见)裂缝和微裂缝。混凝土浇捣后，伴随着水泥水化过程的进行，混凝土微观结构逐步形成，内部的温度、湿度场分布也在随龄期发生变化，从而引起混凝土温度变形、收缩变形和徐变等一系列体积变形。混凝土早期自生裂缝的生成和发展规律则是这些体积变形的结果。

8.1.2 混凝土早期裂缝和早期自生裂缝

本章要讨论的中心内容是混凝土的早期裂缝，尤其是早期自生裂缝。为了便于讨论，

首先必须对早期自生裂缝的定义及其讨论范围有一个大致的界定。

1. 早期自生裂缝的定义

混凝土早期自生裂缝是根据裂缝产生的时间和裂缝产生的原因两个方面来定义的。从时间方面来界定，显然应包括塑性阶段、早前期阶段两个时间段所产生的一切裂缝。从裂缝所产生的原因来界定，混凝土早期自生裂缝是指混凝土不是因为混凝土荷载作用(力的作用)和变形作用(含地基变形失调、温湿胀缩变形失调、构件断面内部变形失调和构件之间变形失调)的直接作用而产生的裂缝，而是指混凝土在正常的环境条件下，也就是在正常的温湿度，且不受外因干扰的条件下，只是由于混凝土自身内在的物理化学作用引起的收缩效应所产生的微裂缝。它是不以人们意志为转移的，无法控制的自然现象。而且这种现象只是出现在混凝土终凝前后(早前期)。这样，对于混凝土早期自生裂缝的研究范围就有了明确的界定。

2. 早期裂缝分类

从裂缝的时间来考察，混凝土早期裂缝的概念是很清楚的，常见的早期裂缝可以归纳为以下六种类型，即：①水化热温差裂缝；②混凝土自生收缩裂缝；③混凝土塑性吸附分离裂缝；④混凝土塑性沉落阻滞裂缝；⑤塑性收缩裂缝；⑥正常收缩裂缝。

3. 混凝土自生收缩裂缝

新浇筑的混凝土在无温度变化与外界无湿度交换条件下，由于水泥水化及矿物掺和料的二次水化作用，在混凝土内部产生一系列物理、化学变化，从而使混凝土在微观和宏观上表现出来体积缩小的现象，称为混凝土自生收缩。因混凝土自生收缩引起的裂缝称为混凝土自生收缩裂缝。

影响混凝土自生收缩的因素很多，除与水泥品种、水泥细度有关外，还与混凝土的水泥用量、水灰比大小、外掺和料种类和用量等有关。混凝土自生收缩是一个非常普遍的现象，任何混凝土都存在自生收缩，自生收缩是混凝土收缩变形的重要构成部分。由于在高性能混凝土的材料使用上的不同，高性能混凝土的自生收缩对混凝土的性能影响特别突出。相对而言，在混凝土的总收缩变形量中，高性能混凝土自生收缩变形所占比重较大，远远高于普通混凝土的自生收缩的所占比重。因此，研究高性能混凝土的自生收缩变形对结构性能的影响是非常必要的。后面将着重讨论高性能混凝土的早期自生微裂现象。

8.2 高性能混凝土的早期自生裂缝

8.2.1 高性能混凝土的定义

自从19世纪中叶混凝土出现以来，结构工程中使用混凝土强度在30MPa以下的历史接近一个世纪，并且，混凝土的强度一直是混凝土的主要性能指标。20世纪60年代后，高强混凝土一词开始用于强度为40MPa以上的混凝土，其后，混凝土的强度上升到

50MPa以上。近20年来，在一些高层建筑物和桥梁等重大建设工程中，使用了更高强度的混凝土，有的强度已超过了100MPa。

混凝土材料的高性能化是近10年才提出的。高性能混凝土不同于高强度混凝土，从某种意义上讲高强度只是高性能的一个方面。因为人们对混凝土结构的使用，不仅要求混凝土有较高的强度，还要求混凝土结构有更长使用寿命，即混凝土的耐久性等。1990年5月美国国家标准与技术研究院(NIST)与美国混凝土协会(ACI)召开会议，首次提出高性能混凝土(High Performance Concrete，HPC)这个名词。然而，关于高性能混凝土的定义却未得到广泛认同。各国根据不同的工程提出不尽相同的要求和含义，但重视耐久性是大势所趋。NIST与AIC认为高性能混凝土是用优质的水泥、集料、水和活性细掺料与高效外加剂制成的，具有优良的耐久性、工作性和高强度的匀质混凝土。日本更重视混凝土的工作性与耐久性；欧洲重视强度和耐久性，常与高强度混凝土并提。我国著名材料学家吴中伟院士，经过系统的研究，综合各种观点，对高性能混凝土提出的定义是："高性能混凝土是一种新型高技术混凝土，是在大幅度提高常规混凝土性能的基础上，采用现代混凝土技术，选用优质原材料，在妥善的质量管理的条件下制成的，除水泥、水、集料以外，高性能混凝土必须采用低水胶比和掺加足够细掺料与高效外加剂。高性能混凝土应同时保证耐久性、工作性、各种力学性能、适用性、体积稳定性和经济合理性。"

高性能混凝土的生产是需要较高的技术和管理水平的，从某种角度来看，高性能混凝土是一种优质的材料加高超的技术和工艺结合的产物。为了实现高性能混凝土优良的耐久性、工作性、各种力学性能等目标，一般是使用高标号的水泥、掺加外掺粉料和高效外加剂、采用低水胶比等措施。高性能混凝土的配制必须经过严格的选料、设计和试验，以确保混凝土的各项性能要求。高性能混凝土所用骨料的最大粒径不宜大于20mm，且级配良好，粗骨料的实积比(粗骨料的实际体积与其所占的空间体积之比)对混凝土的流动性影响很大，经试验研究，该实积比为0.5最佳。另外，高性能混凝土的水胶比(用水量与水泥和外掺和料的质量比)一般控制在0.3左右，含气量一般控制在4%～7%。

高性能混凝土中外掺和料有粉煤灰、硅粉、火山灰等，这些外掺和料不仅替代了部分水泥，减少水泥用量，降低混凝土的水化热，还改善了混凝土的流动性。部分外掺和料也可以与水发生水化反应，提高混凝土强度和密实性，因此，这些掺和料是混凝土的辅助胶凝材料。

8.2.2 高性能混凝土的早期自生裂缝机理

早期收缩是引起混凝土早期裂缝的主要原因，除了混凝土降温引起的收缩(冷缩)外，混凝土内部的湿度变化和水化引起的自收缩是混凝土开裂的最常见的原因。高性能混凝土早期自生裂缝同样是混凝土收缩变形受到约束的结果，但是高性能混凝土的塑性收缩、自生收缩、正常干燥收缩三方面不同于普通混凝土。由于高性能混凝土水胶比远低于普通混凝土，高性能混凝土又掺入了大量的细掺和料与超塑化剂，高性能混凝土的自生收缩变形率远大于普通混凝土，而高性能混凝土的正常干燥收缩又小于普通混凝土。因此，就高性能混凝土的早期收缩变形而言，其自生收缩是特别突出的。

高性能混凝土是高浆体含量的混凝土，水胶比低，在混凝土浇筑后最初的几天内，水分从混凝土表面蒸发比普通混凝土快，因此高性能混凝土更容易产生塑性收缩。

水泥水化过程中固相的绝对体积不断增加，但固相与液相体积的总和在逐步减小，这部分体积减小值，就称为水泥水化收缩，又称化学减缩。由于化学减缩作用，新拌混凝土的胶凝材料浆体中原来被水所占领的一部分空间被水泥水化产物所填充，而另一部分形成空隙，使得化学减缩引起的体积变化分成内部收缩和外部收缩两部分。内部收缩是指水化过程中浆体内孔隙的增加量；而外部收缩是由于化学反应消耗水，使孔隙中的液面下降，产生毛细管张力，将浆体的固体颗粒(包括水泥颗粒、掺和料和已凝固的水泥浆体)进一步拉近，从而使混凝土宏观上表现出体积的缩小。由于在水化过程中，孔隙水液面下降对应于混凝土内部相对湿度的降低，使混凝土在不受外界环境影响下内部产生干燥现象，因而，这种外部收缩也称为自干燥收缩。我们平常所说的自收缩就是指这部分收缩。由于早期混凝土处于可塑或低强度状态，外部收缩要强烈些，当混凝土有了一定的强度后，混凝土的化学减缩主要表现为内部收缩。随着混凝土内部收缩继续进行，会加剧混凝土毛细管的张力，将使混凝土的外部收缩也继续发生。由于水泥水化速率随着龄期呈递减趋势，因而混凝土的自收缩主要表现在混凝土早期，也就是混凝土的终凝前后。

自生收缩是高性能混凝土不同于普通混凝土的特性之一。由于高性能混凝土的水灰比(或水胶比)很低，混凝土中总用水量减少，用水量几乎为混凝土的理论水化所需值，在混凝土成型早期，内部游离的自由水分会很快消耗掉(一般12小时内)，水泥的持续水化就必然导致混凝土内部的相对湿度降低——自干燥，已形成的骨架发生收缩变形，即自收缩。在低水灰比(或水胶比)的混凝土中，毛细管分散且细化，水化所产生的毛细管张力会更强，导致混凝土的自收缩也大。这就是高性能混凝土的自收缩比普通混凝土强烈的原因。高性能混凝土的水灰比(或水胶比)越低，混凝土的自收缩变形就越大。对于高性能混凝土而言，即使外部环境的湿度保持在100%的无干燥状态，其收缩微裂现象仍然不会停止。正因为这种收缩微裂现象是通过高度细化了的毛细管表面张力来体现的，毛细管细化程度越高，微裂现象就越严重，其分布就越均匀。这些均匀分布在水泥胶体(水泥石)上或水泥石与粗骨料包盖界面上的细微毛细组织和细微裂缝，正像高度细化了的织物经纬组织或其他机体组织，细化程度越高，只能说明其组织越细密品质越好。因此说，高性能混凝土的早期自生裂缝为无害裂缝，对其后期发展的高强度可以说有益无害，是自动协调混凝土内部本构关系的一种表现，也是改善其品质的一种表现。

由于水泥水化要消耗混凝土中大量的水，而高性能混凝土中原本用水量就很少，高性能混凝土中水的散失量非常有限，比普通混凝土要小得多，因此高性能混凝土的正常干燥收缩在总收缩量中的比例要远小于普通混凝土。实验证明，高性能混凝土内部的相对湿度在水泥凝固期间会很快降到90%以下，掺用较多硅粉的混凝土，内部的相对湿度还会降到80%以下，也就是说，高性能混凝土暴露于相对湿度80%以上的环境中，高性能混凝土就不会发生正常干燥收缩变形。再者，高性能混凝土自身毛细孔结构更细密，水汽渗透率很低，混凝土内部的水分散失很困难，这也是高性能混凝土正常干燥收缩小的一个原因。

影响高性能混凝土早期收缩的因素很多，大致包括水泥品种、水泥用量、水泥标号、水灰比(或水胶比)、粗骨料粒径、外加剂种类以及矿物掺和料的种类、细度和掺量等。现就主要因素讨论如下。





1. 水泥

水泥水化是混凝土产生自生收缩的最根本原因，水泥水化产生化学减缩。水泥熟料中各种矿物水化反应时引起的减缩各不相同。同时水泥越细，会增大水泥的水化速率和水化程度，水泥的化学减缩也越大。使用早强型水泥、或铝酸盐水泥、或高标号水泥的混凝土的自收缩都大。单位体积混凝土的水泥用量越大，混凝土的自生收缩也越大。

2. 水灰比(或水胶比)

水灰比(或水胶比)越低，混凝土越密实，混凝土因环境干燥散失的水分就越少，因而，混凝土的正常干燥收缩就降低。相对于正常干燥收缩，混凝土的自生收缩随水灰比(或水胶比)的减小而增加。由此可见，低水灰比(或水胶比)能改善混凝土的强度、密实度和低渗透等性能，但也带来了混凝土自身体积稳定性方面的问题。

3. 掺和料

目前用于高性能混凝土的掺和料主要有：硅粉、优质粉煤灰、磨细矿渣、磨细沸石粉等。混凝土中掺入硅粉，能与水泥水化产生的氢氧化钙发生二次水化反应，促进水泥水化，提高水泥的水化程度。同时，二次水化产物和硅粉细粒大量填充在混凝土的孔隙中，使混凝土结构致密，提高混凝土的抗压强度和抗渗能力。但是，掺入了硅粉后，高性能混凝土的干燥收缩和自生收缩会加大。粉煤灰能促进水泥水化，同时粉煤灰中的部分颗粒可以充当微粒集料抑制混凝土自生收缩。在强度许可的前提下，粉煤灰掺量越大，混凝土的自生收缩越小。矿渣粉亲水性差，掺入矿渣粉后，水泥的泌水性加大，保水性能差，会增大混凝土的自生收缩和正常干燥收缩。

4. 外加剂

配制高性能混凝土时，常常要掺入各种塑化剂以改善混凝土拌和物的工作性。塑化剂可以降低混凝土的用水量，减少混凝土中的毛细管张力，能够减小混凝土的自生收缩变形。但因外加剂的化学成分和含盐量不同，也可能增大混凝土的自生收缩变形。

8.3 混凝土的早期塑性分离裂缝

8.3.1 混凝土的流动性与其吸附分离作用

不论是高水灰比的普通塑性混凝土，还是低水灰比的高性能混凝土，还是专门用于泵送施工、免于振捣的高流动性混凝土，经过机械振捣之后，都会呈流动、液化现象，有很好的流动性。在流动状态之下，水、水泥或粉煤灰等掺和料、外加剂等细度极高的胶体分子都具有很高的活性和极强的被吸附性能，能够主动的向海绵状多孔隙的吸附体聚集，在已浇筑的塑性混凝土内部产生相对位移和相对分离的现象，形成塑性吸附分离裂缝。

8.3.2 混凝土的吸附分离量和干缩冷缩量

塑性混凝土的吸附分离量与混凝土的组成材料性能、比例，主要是与水泥和各种掺和料的细度、用量、水胶比以及粗骨料的亲水性(吸附力)、混凝土的振捣条件、垫层的光滑度、垫层表面的坡度和周边模板、或地槽、或已有混凝土的吸附能力等多种因素有关。胶体含量越大，粗骨料粒径越小、用量越小、光洁度越大、吸附性越差(比如河卵石)，则产生吸附分离裂缝的几率越高，出现的裂缝宽度越大。目前还很难用数学模型来进行定量计算，但可以肯定高性能混凝土，尤其高流动性混凝土上出现的吸附分离裂缝现象比普通混凝土要严重得多，这是应该警惕的。由于混凝土的干缩与冷缩现象是滞后于吸附分离现象的，在没有形成吸附分离裂缝的混凝土表面，其干缩与冷缩现象一般是没有方向性的，干缩冷缩缝多呈龟裂分散，不会集中出现。一旦出现吸附分离裂缝，口子已经撕开，薄弱环节已经形成，干缩冷缩作用也就必然向薄弱点集中，三种作用合而为一，就会大大扩展裂缝的宽度，并将作用时间向后延续，使情况复杂化，问题严重化。

8.3.3 吸附分离裂缝的危害性

本来，吸附分离裂缝形成于混凝土终凝以前的塑性阶段，属于先天性缺憾，裂缝界面上并不存在作用力，属于无害性裂缝。即使吸附分离缝与干缩冷缩缝叠加以后，裂缝有所扩大，但只待干缩冷缩现象终止，裂纹也就稳定下来，仍然属于无害裂纹。但是有一个危险因素必须引起关注，那就是导致混凝土产生吸附分离裂缝的吸附体，如果是吸附性极强的干燥膨胀性土体，则其产生吸附作用以后，随之会因吸水过量而产生强大的膨胀压力，将还没有足够强度的混凝土体挤碎，其破坏作用是很可怕的。

8.3.4 工程实例

1. 大型地下室底板周边裂缝

某大型地下室以中等风化玄武岩为持力层，底板厚 1800mm，用 C30 泵送混凝土浇筑。为了节约石方开挖量，底板周边即以风化岩为模板，满槽浇筑混凝土。浇筑工作完成以后，即发现了底板混凝土表面沿周边出现了平行、不连续的大量裂缝，裂缝离边界线的距离为 1000～2000mm 不等，缝宽在 3mm 以上。经过分析，认为属于混凝土塑性阶段的吸附分离裂缝。事后只进行了注浆封缝处理，未采取任何加固措施。大厦建成已多年，地基基础工作状况良好，未发现任何异常现象。

2. 某高位贮水池底板混凝土碎裂现象

建于一小山顶上的生活用水贮水池，山顶覆盖的红粘土层厚度约 5.0m，红粘土的颗粒细、密实度大，含高岭土和蒙脱石的成分高，属于膨胀土。基岩为花岗斑岩，土层干燥，不存在地下水，钢筋混凝土贮水池的底板满槽浇灌于干燥的红粘土基坑内。在进行水池立壁施工时，发现了钢筋混凝土水池底板出现了严重的碎损现象，裂缝大致上可以分为

两种类型，一种弧形裂缝沿基坑周边分布，缝长1000～2000mm不等，不连续；另一种辐射型裂缝均匀分布于水池周边，缝长也是1000～2000mm，其他放射型杂散裂缝非常密集。经分析，认定弧形裂缝属于塑性混凝土的吸附分离裂缝，而辐射型和杂乱型裂缝则属于膨胀土的挤压裂缝。由于膨胀土对水的敏感性、水池的防渗防溢措施不到位，所以该水池建成后服务没有几年，就只得报废。

8.4 混凝土的早期塑性沉落阻滞裂缝

8.4.1 混凝土的沉落密实过程

混凝土是由颗粒结构不同、容重不同、吸附性能不同的粗细骨料和水泥以及各种掺和料、添加剂加水拌和而成。在其浇筑成型过程中，由于其自身的重力作用与机械振捣作用，作为全塑性状态甚至是流体状态的混凝土，其下沉固结过程可分为以下几个不同的阶段。第一阶段是离析阶段，混合料借自重从高位向低位转移运送过程中，粗而重的大颗粒率先降落到最低层，细而轻的粉末浮浆则漂浮在表层；第二阶段是液化流变阶段，混凝土拌和物在振捣器强烈振捣过程中，从离析分离状态转变为流体，呈悬浮状；第三阶段是沉落密实阶段，随着时间的推移，依靠重力作用，比重大的粗颗粒进一步向下部集中，稀薄浆液则浮向表面；第四阶段是泌水收缩阶段，包括粗细骨料在内的水泥、掺和料和外加剂等固态物质逐步向下层沉落、固结、密实以后，将水体挤出，在表面形成泌水层；第五阶段是干缩固结阶段，泌水层被蒸发，孔隙毛细水被蒸发以后，混凝土进一步干缩下沉。全过程五个阶段历时大致为7～12小时，塑性混凝土、高性能混凝土的沉落固结过程基本完成，其累计的沉降量就出现在混凝土墙或柱的顶面。

8.4.2 混凝土的塑性沉落量

墙、柱等竖向构件在混凝土塑性浇筑过程中累计出现的顶面竖向沉落量与竖向构件的连续浇筑高度、浇筑上升速度以及混凝土拌合料的材料性能、比例都有密切关系。在早年的高水灰比、高坍落度、低强度的矿渣水泥混凝土施工实践中，曾出现过8小时之内浇筑6m高的立柱、顶面累计沉落量达10mm以上的记录。这10mm的沉落量如果在中途遇到阻滞，使沉落现象不连续，就会在阻滞线下形成10mm的沉落阻滞裂缝。

8.4.3 混凝土的沉落阻滞条件

在实际工程中，竖向构件在混凝土浇筑后的塑性沉落固结过程中遇到阻滞的机遇是很多的，比如剪力墙或深梁的水平粗钢筋、大断面柱贴模板的箍筋，构件内预埋的水平管线，比如电线导管、上下水管、预应力索导管，还有厚薄不一的模板接口，均可成为塑性混凝土沉落过程中的阻滞带，导致沉落阻滞裂缝的出现。

8.4.4 沉落阻滞裂缝的危害性

早期沉落阻滞裂缝的出现虽然从侧面也说明了存在一些明显的施工质量问题，比如混凝土水灰比偏大，混凝土强度可能偏低，钢筋、埋件位置欠准确，模板接槎欠平整等操作问题。但就塑性沉落裂缝本身来说，只属于先天性的小缺憾，对结构安全不会构成任何威胁，只需进行一些嵌补封缝工作，就可恢复正常状态。

8.4.5 预防沉落阻滞裂缝的措施

塑性沉落阻滞裂缝发生于混凝土的塑性阶段，对混凝土性能有一定的影响(主要是对抗渗能力影响突出)。为了尽可能防止混凝土出现塑性沉落阻滞裂缝，一般可以采取以下措施。

(1) 在混凝土配合比设计时，在满足混凝土和易性要求的前提下，应尽量减少用水量，选择良好的骨料级配和最优的含砂率。且粒径小于 0.16mm 的细颗粒要具有一定含量。

(2) 掺加能提高混凝土保水性和粘聚性的掺和料和外加剂，例如掺优质粉煤灰、减水剂和引气剂等。

(3) 对于高大的结构，要保证混凝土的侧向接触的模板、已凝固的混凝土面平整。混凝土浇筑速度适当控制。

(4) 在混凝土浇筑过程中，在保证混凝土密实性的前提下，避免过振，在混凝土初凝前，应对可能出现塑性沉降阻滞裂缝的混凝土部位，进行复振。一旦出现了塑性沉降阻滞裂缝，要及时处理。在初凝前可以采取复振，在混凝土收浆后，要及时抹面修整，以提高混凝土表面的密实性。

8.4.6 工程实例

由于特殊情况，工程史上曾经出现过的混凝土塑性沉落阻滞裂缝事故还很具震撼力，在社会上、司法界、工程学术界掀起过风浪，给人们留下过深刻的印象，值得介绍。

1. 大矿仓立壁上的沉落阻滞裂缝

某大矿仓建于 20 世纪 60 年代中期，矿仓立壁高达 6.0m，采用高流动性的 C20 混凝土连续浇筑。就在仓顶锁口梁粗钢筋的底线下出现了基本上是通长交圈的水平裂缝，裂缝宽度达 3.0mm 以上，让人们震惊。由于当时正处于“文革”高潮，政治派系斗争激烈，技术上的争论与政治上的分歧交叉出现，使问题高度复杂化，让社会关注，让工程师们无奈。

2. 高立柱上的水平裂缝

某教学大楼有高达 2 层的门廊柱一列，施工时用的是全新的 12mm 厚竹胶合板作模板，但柱顶梁口部分却用了 8mm 以下不等的旧模板搭接，搭接方式自然是板头对齐后用

外附木枋拍接找平，因而内侧形成了台阶式槎口。为了保护新模板，也在模板面涂了多遍隔离剂。用的是 C20 塑性混凝土浇筑，插入式振捣器振捣，一气呵成，全柱高未留施工缝。拆模后发现柱身上出现极为整齐划一的水平裂缝，几根柱子情况完全一致，毫无例外。经分析，认定为模板接口处的箍筋贴近了模板，形成了混凝土的塑性沉落阻滞裂缝。但在大楼的门脸上出现了这种一刀切的可怕裂缝，涉及经济索赔问题，最终引起诉讼纠纷，教训值得吸取。

3. 高坝坝面上的水平裂缝

某混凝土拱坝坝身最高 50m，采用 C20 毛石混凝土，连续浇筑，毛石分层铺加，进展顺利，认为施工质量良好。但到坝高接近封顶时，由于坝体厚度减薄，浇筑上升速度相对加快，而且填筑毛石的数量(比例)也相对增加，拆模以后，竟在一层比较贴近模板的毛石底面线以下，形成一条不连续的水平裂缝。经分析，认为是塑性沉落阻滞、干毛石吸附、坝面混凝土干缩与气温骤降冷缩等多种因素综合作用所引起的。属于表层无害裂缝，事后只作了勾缝嵌补处理。

4. 核反应堆安全壳上的局部水平裂缝

高达数十米，厚达 1.0m 的反应堆安全壳，设计为安全水准最高的预应力混凝土，有水平预应力张拉索套管深深埋在混凝土内部，还有纵横交错的粗钢筋网分布在壳面。但是预应力索的张拉点是集中在附壁柱处的，预埋的水平预应力索套管在接近张拉壁柱的端部必须向壳面靠近，就有完全贴近模板的可能，因此在张拉索套管的尾端出现局部的混凝土塑性沉落阻滞裂缝几乎是不可避免的。在人们对此现象尚未完全理解的情况下，见到了安全壳上的裂缝，自然难免震惊不安。实际上，只需经过裂缝封闭处理，就可确保安全。

8.5 混凝土的正常干缩裂缝

8.5.1 正常干缩裂缝产生的原因

混凝土的正常干缩裂缝是因混凝土养护结束，混凝土的湿度减小，发生体积收缩而产生的，这类裂缝常见于大面积混凝土结构中。这种裂缝出现的几率很高，发展的延续时间很长，对于大体积混凝土而言可以延续到几年甚至几十年以后。混凝土正常干缩裂缝不同于混凝土自生收缩裂缝。前者，是由于混凝土与外界之间存在湿度交换，并且，混凝土的干缩是由表面开始，逐步向混凝土内深入，裂缝的发展速度取决于混凝土水分的散失速度。而混凝土自生收缩裂缝是由于混凝土内部水泥水化的结果，自生收缩出现时，混凝土与外界之间无湿度交换，收缩在混凝土各部位基本上是同步进行的，裂缝不仅出现在混凝土表面，混凝土内部也产生裂缝。

从混凝土材料的性质来看，混凝土具有干缩湿胀的特性。当混凝土长期放置于水中养护时，混凝土会产生微小的体积膨胀；当混凝土放置于较干燥的空气中，由于混凝土内部

的水分不断蒸发散失，混凝土会产生体积收缩。已干燥的混凝土再次吸水湿润时，原有干缩变形会部分消失。

混凝土湿胀是由于混凝土在高湿度的环境或水中，水泥凝胶体吸水引起的，水分子进入水泥凝胶体颗粒之间，破坏了凝胶体之间的凝聚力，迫使凝胶体颗粒进一步分离，从而形成膨胀压力。此外，水的浸入使水泥凝胶体的表面张力减小，因而也使混凝土产生微小的膨胀。

混凝土的干缩变形与混凝土内部水的存在形式有关。一般将内部水划分为可蒸发水和不可蒸发水两类。可蒸发水分为毛细孔水、吸附水、层间水和游离水。不可蒸发水是指水泥水化后形成的凝胶体中所含的水，即化学结合水。混凝土干燥收缩变形，是因毛细孔水、吸附水和层间水散失而引起的，游离水的失去，几乎不会引起混凝土收缩。

当混凝土因收缩变形过大，同时又受到相应约束，混凝土内部所产生的拉应力一旦超过了混凝土实际具有的抗拉能力时，裂缝就不可避免。

8.5.2 影响正常干缩裂缝的主要因素

1. 水泥品种与混合料

水泥品种和混合料对混凝土的干缩影响较大，在重大的混凝土结构中，要使用干缩性较小的水泥和混合料。水泥凝胶体的干缩主要取决于它的矿物成分、SO_3和细度等。一般来说，水泥中C_3A含量较大、碱含量较高、细度较细的水泥干缩性就大。

就水泥而言，由于火山灰质硅酸盐水泥需水量大，用火山灰水泥拌制的混凝土要比普通硅酸盐水泥混凝土的干缩性大。用不同水泥品种拌制的混凝土的干缩性，从大到小的顺序依次为：火山灰水泥＞矿渣水泥＞普通水泥。

向混凝土中掺混合料，能够改善混凝土的工作性能，但要合理确定掺量和品种。优质的粉煤灰，需水量小，掺入水泥中能够减少水泥的标准稠度用水量，故干缩较小。但如果粉煤灰掺量过大会使混凝土早期强度下降，在养护不好时，混凝土反而容易出现早期裂缝。

2. 配合比

在混凝土原材料一定的前提下，在混凝土的配合比中，主要考虑单位用水量、胶凝材料用量和砂率对干缩的影响。混凝土中的用水量越大，胶凝材料越多，含砂率越大，混凝土的收缩就越大。

3. 骨料

骨料对混凝土的干缩有重要影响，骨料可约束水泥石的收缩。一般来说，骨料粒径越大，级配越好，混凝土的水泥浆含量就越少，用水量就低，因而，混凝土的干缩就越小。

4. 外加剂

各种外加剂对混凝土的影响也不相同，当因外加剂而增加混凝土的用水量时，一般会加大混凝土的干缩。当掺减水剂时，可以减小混凝土的干缩。当掺促凝剂时，可使混凝土的干缩增大，如掺用氯化钙可使混凝土的干缩增大60％左右。

5. 养护条件

加强混凝土养护质量并保证必要的养护时间，能够减小混凝土的干缩。养护环境的相对湿度的大小很重要，相对湿度越小，混凝土的收缩越大。

由于影响混凝土湿胀干缩的因素很多，要对其湿胀干缩现象进行定量计算是困难的。根据工程实践经验，混凝土全过程的干缩总量约相当于温差幅度的10～15℃的降温收缩量，称为当量温差，可将这个当量温差并入温度胀缩变形中去进行统一的温湿变形计算，能收到比较合理的结果。对此，在前面第6章已有论述，不再重复。

思 考 题

1. 混凝土的早期裂缝有哪几种?
2. 什么样的混凝土是高性能混凝土?
3. 请谈谈高性能混凝土的早期自生裂缝机理。
4. 在什么情况下会产生混凝土的早期吸附分离裂缝?
5. 在什么条件下会出现混凝土的早期沉落阻滞裂缝?
6. 混凝土的各种早期裂缝的危害性如何?



第9章 建筑结构腐蚀破坏

教学目标

化学反应裂损本来只是一些工业厂房的克星，多是由于工厂生产工艺带来的酸性腐蚀或碱性腐蚀引起的。但是当前最值得关注的却是面临大建设进程的广大盐渍土地区的特殊环境腐蚀和已进入大建设过程的广大沿海工程的氯离子腐蚀。这两类腐蚀在性质上与工业厂房的酸碱腐蚀相类似。本章着重讨论的是工业建筑的化学腐蚀破坏机理。其目标如下。

(1) 从既有工业建筑化学腐蚀的严酷性中去认识盐渍土地区与沿海地区腐蚀现象的普遍性。

(2) 认清两大地区建筑物受腐蚀的前景。

(3) 区分六类不同的化学腐蚀机理。

基本概念

水溶性化学腐蚀；溶解性化学腐蚀；膨胀性化学腐蚀；胀(结晶)融(潮解)性化学腐蚀；电化学腐蚀；酸氧化腐蚀；氯盐腐蚀。



引言

本章内容，对新建化工厂房的防腐措施设计、旧化工厂房的维修保养工作，以及新开发的西部盐渍土地区和新出现的沿海氯盐威胁建筑物的防腐蚀工作很有实用价值。

从混凝土结出现裂损的原因来看，除了物理、力学方面的作用(如荷载作用、温度作用、碰撞作用)引起的混凝土裂损外，还有钢筋腐蚀胀裂、混凝土碱骨料反应裂缝、混凝土碳化收缩裂缝等化学反应裂缝引起的裂损。最近20年内对混凝土结构的实际调查发现，混凝土结构因化学裂损而引起的损坏或失效更加严重，应该引起关注。尤其是近年来对西部盐渍土地区实行大规模的建设开发和东南沿海地区的大范围过度开发的结果，盐碱腐蚀病害成了这两类地区建筑物的最大杀手。西部盐碱地区的工业建筑往往还未交工投用就已见到钢筋严重锈蚀，急待治理加固。而东部沿海则由于开发过度，资源短缺，人们甚至在用含盐分的海沙或咸水拌制砂浆或浇筑混凝土，使建筑物蒙受腐蚀破坏。这也成为当前建筑科技界面临的一个新难题。

9.1 概　　述

建筑结构中使用的混凝土、钢材、砖石等，在使用期间常常受到腐蚀性介质的腐蚀。如果建筑物在建造时对结构材料未采取防腐措施，或虽采取了防腐措施，但工程质量不佳，维护使用不当，使防腐措施失效，则腐蚀性介质就可能损伤建筑结构，甚至使其破坏，失去使用价值。

在工业建构筑物、海岸工程和盐渍土与矿化水地区的建构筑物中，建筑结构直接与气态、液态等外部腐蚀性介质接触，或者被产品和生产中排放的腐蚀性物质所污染，造成建筑结构的损伤或破坏。

在冶金、化工、造纸、食品及其他工业部门中，有20%～70%的建构筑物常常受到各种腐蚀性介质的作用，引起结构材料的腐蚀。据一些国外专家的估计，由于混凝土和钢筋混凝土的腐蚀造成的经济损失约占国民收入的1.25%。这些经济损失中包括了修复或重建构筑物的工程造价及修复或重建期间生产中所造成的经济损失。

鉴于混凝土及钢筋混凝土建筑结构的广泛性及重要性，本章将着重讨论这类结构。腐蚀性介质对建筑结构的损伤实质上就是对构成结构的材料的损伤，所以集中讨论腐蚀性介质对水泥石及钢筋的腐蚀问题。

9.2 腐蚀分类及材料损伤机理

世界上有许多建筑和构筑物已存在了几百年，而许多建筑物却仅仅使用几年后就遭到破坏，这样的事例不胜枚举。例如：

某一人造纤维厂的钢筋混凝土结构的酸泵房，在使用4年后就遭破坏。

某一大型石油化工联合企业，其用于安装设备的露天框架结构，投入使用几年就遭到破坏。

某海上建造的钢筋混凝土护堤，在使用4～5年后，因遭受海水作用而损坏。

一些桥墩混凝土因遭受含1.8～2.3g/L硫酸盐离子和0.3～0.5g/L镁离子的水侵蚀，很快就破坏。

在一座横跨盐渍土地带的桥梁附近，因盐水周而复始地侵蚀铁路路堤护坡混凝土护板，长期干、湿循环，结果使盐类在混凝土孔隙内结晶膨胀，造成护板的破坏。

兰州某化肥厂硝酸铵(氮肥)造粒塔周围的基座顶层混凝土，因硝酸铵颗粒吸收空气中水分潮解，渗入混凝土孔隙中，干燥后又结晶，将混凝土胀坏。

某一输水管道铺设在由矿化水所饱和的土壤中，矿化水中含有硫酸根离子 5～10g/L，氧化物 2～6g/L，镁 0.2～0.4g/L。输水管由混凝土制成，因矿化水渗入管子的混凝土，使用不久，管子即遭受严重破坏。

某出租汽车停车场，在使用 10～12 年时，因受到氯化物的腐蚀，其肋形楼板中的 $\phi 20$ 钢筋的点腐蚀深度达 2.4mm，其极限强度比未受腐蚀部分的平均值低 14.8%。

由此可见，环境介质与建构筑物材料之间的关系十分复杂。为研究方便起见，作者在前苏联学者 B. M. 莫斯科文将混凝土及钢筋的腐蚀分为 3 种基本类型的基础上略做修改，补充细分为 6 种基本类型。

第一类：流动有压软水溶出性侵蚀。

水泥在水化过程中产生大量 $Ca(OH)_2$。密实性较差、渗透性较大的混凝土，在一定压力的流动软水作用下，$Ca(OH)_2$会不断溶出并流失。这一方面使水泥石变得孔隙增多，变得酥松；另一方面使水泥石的碱度降低。而水泥水化物如水化硅酸钙、水化铝酸钙等只有在一定的碱度环境中才能稳定存在。所以，$Ca(OH)_2$的不断溶出又导致其他水化物的分解熔融，最终使水泥石破坏。

随着 $Ca(OH)_2$的不断流失，混凝土的抗压强度不断下降。当以 CaO 计的 $Ca(OH)_2$溶出量为 25%时，抗压强度将下降 35.8%，溶出量更大，抗拉强度下降更大，最大达 66.4%。

雨水、雪水、蒸馏水、工厂冷凝水及含重碳酸盐甚少的河水与湖水都属于软水。在流动及压力水作用下的软水才会引起水溶性侵蚀。这种腐蚀在多种建构筑物中都能看到。

在水与混凝土中水泥石接触后的干燥部位，如水渗透进混凝土或沿混凝土表面流动后并随之干燥，溶解在水中的 $Ca(OH)_2$与空气中的 CO_2作用碳化后生成 $CaCO_3$沉积下来，在混凝土表面生成白色沉淀物，引起腐蚀，这种现象是颇为常见的。

美国有一座堤坝建于 1900 年，被水强烈渗透。1939 年修复该堤坝时，发现混凝土外部厚 12～75mm 的外壳尚好，内部混凝土却已受到严重破坏，破坏层厚度达到了 1.5m 深的地方。看起来，水泥石几乎已全部被水淘空。因为施工时模板附近的混凝土捣得比较密实，而且表层混凝土受到碳化作用，减小了 $Ca(OH)_2$的熔蚀，所以保存了较好的一层外壳。内部却遭到破坏，这种隐蔽的破坏尤应注意。

如果由于温度变化造成裂缝或施工缝开裂、接缝质量低劣、沉降缝和温度缝有缺陷等原因产生了水在缝中的渗流，就容易产生水溶性侵蚀。

第二类：溶解性化学腐蚀。

溶解性化学腐蚀是指水泥石组分和酸或碱溶液发生化学反应引起的腐蚀。此种化学反应所生成的反应产物或是由于扩散原因易于溶解，或是被渗流水从水泥石结构中冲刷出，或是以非结晶体形式聚集，这种非结晶体无胶粘性，还会影响腐蚀破坏过程的进一步发展。换句话说，溶解于水中的酸类或盐类与水泥石中的 $Ca(OH)_2$起置换反应，生成易溶盐或无胶结性能的物质，使水泥石结构破坏，混凝土结构也就毁了。

最常见的这类腐蚀性酸性介质是碳酸、盐酸、硫酸、硝酸等无机酸及醋酸、甲酸、乳酸等有机酸。当环境水的 pH 值小于 6.5 时就会对混凝土造成酸腐蚀；最常见的碱性腐蚀介质是镁盐、苛性碱等。当碱的水溶液浓度大于 15%，温度高于 50℃时，熔融状的碱会对混凝土造成碱腐蚀。要注意的是，苛性碱 NaOH、KOH 与水泥石中的组分发生化学反应后，在一种条件下可生成胶结性差、易于溶解的产物，发生溶解性化学腐蚀；在另一种条件下，则可产生结晶性的膨胀破坏，属下面要讲的第三类腐蚀。

兰州化学工业公司所属的兰州化肥厂及兰州橡胶厂是前苏联援建的两个项目，于 1955 年开工，分别于 1958 年及 1960 年先后建成投产。投产后没几年，对各有侵蚀性介质的工业建构筑物进行了调查，发现建构筑物的围护结构如墙壁、屋盖等遭受腐蚀的程度一般都较严重。这是因为围护结构处于许多不利因素作用下的缘故。建筑物内生产装置的腐蚀物质可以不同的状态排出：如气态、液态、雾状、固体粉尘。液态的腐蚀性物就有工厂所泼洒出的酸、碱、盐溶液及含酸、碱、盐的污水，它们落在建筑结构上后，对不同材料就会造成不同程度的腐蚀。

例如，兰州化肥厂的稀硝酸车间，在投产两年后，于 1960 年接受检查，车间的钢筋混凝土屋面板已经遭受腐蚀。生产装置排出的氧化氮气体与车间空气中的水分结合后，由于车间温度低及屋面的隔热性能差，在屋面板内表面形成氧化氮气体的冷凝液腐蚀了混凝土。

第三类：膨胀性化学腐蚀。

当水泥石与含硫酸或硫酸盐的水接触时，可以产生体积增大许多倍的结晶体，将混凝土胀坏，产生膨胀性化学腐蚀；水泥的水化物遇到氢氧化钠溶液浸透又在空气中干燥时，氢氧化钠被空气中的 CO_2 碳化，生成具有膨胀性的碳酸钠结晶，可胀裂水泥石。

第二类及第三类腐蚀有代表性的化学反应式，在作为大学本科土木建筑工程必修课的“建筑材料”或“工程材料”的教材中都有较详细的表达，这里不再赘述。

在第一类和第二类腐蚀中，水泥石的破坏与水泥石的组分和水泥石组分与腐蚀性介质的反应产物的溶解性有关。而第三类腐蚀的初始阶段，由于结晶盐在混凝土孔隙中逐渐积聚而使混凝土更加密实。如果这个过程发展缓慢，则混凝土的空隙及孔洞会慢慢地被生成的结晶物所填充，似乎混凝土变得更密实，会让人产生一种错觉：混凝土的强度还会提高，更能使人迷惑。所以，第三类腐蚀的初始形式有时很难察觉，只有当持续发展下去，最后使混凝土开裂、破坏后，人们才易发现。

在实际工程中，常常第二种或第三种腐蚀情况会同时出现，但各种形式的破坏程度和性状并不相同。重要的是弄清哪一种类型的腐蚀起主导作用。

第四类：盐类潮解、渗透、干燥、结晶——膨胀的物理破坏作用。

有些盐类如硝酸铵、氯化钠(食盐)等，很容易吸收空气中的水分或周围的水分而溶解，溶解后渗入混凝土、砖等材料的孔隙中，干燥后盐会再结晶，膨胀压力可把材料胀裂，使材料酥松。

第五类：钢材的电化学腐蚀。

钢筋混凝土中的钢筋及钢结构的钢构件的化学腐蚀是由于金属表面形成了原电池而产生的腐蚀。两种不同的金属置于电解质溶液中，由于电极电位不同，电子从易于失去电子

的低电位金属流向难于失去电子的高电位金属，这样产生电流的装置叫做原电池。钢材属铁碳合金，其中还含有很多其他杂质元素，就合金而言，包括铁素体、渗碳体、珠光体等，这些不同的元素或组织的电极电位不同，电位低的失去电子，电位高的得到电子，此种化学反应的进行就使金属产生腐蚀。阴极或负电位值小的部分得到保护，阳极或负电位值大的部分受到腐蚀。

当钢材处于潮湿空气中时，钢材表面会吸附一层薄水膜。当水中溶有 SO_3、CO_2、灰尘等时，即成为电解质溶液，这样就在钢材表面形成无数微小原电池。如铁素体和渗碳体在电解质溶液中变成原电池的两极，铁素体活泼，易于失去电子，成为阳极，渗碳体成为阴极。在阳极区，铁被氧化成铁离子进入水膜。因为水中溶有来自空气中的氧，故在阴极区氧被还原成为 OH^- 离子。两者结合，形成不溶于水的 $Fe(OH)_2$，并进一步氧化成疏松易剥落的红棕色铁锈 $Fe(OH)_3$。

电化学腐蚀是最重要的钢材腐蚀形式。钢材表面污染、粗糙、凹凸不平、应力分布不均，元素或金属组织之间的电极电位差别较大，以及温度和湿度变化均会加速电化学腐蚀。

第六类：钢材的化学腐蚀。

钢材的化学腐蚀是由于大气中的氧或工业废气中的硫酸气体、碳酸气体等与钢材表面作用引起的。化学腐蚀多发生在干燥空气中，可直接形成锈蚀产物，如疏松的氧化铁等，并无电流产生。氧化铁的体积大于母金属，所以，当钢筋混凝土构件中的钢筋生锈后，体积增大很多，在混凝土中产生内应力。此内应力大到可将钢筋混凝土顶裂，然后，钢筋与混凝土分离，钢筋与混凝土之间粘结破坏，对钢筋混凝土来说，这是致命的破坏。

钢筋混凝土构件因钢筋锈蚀而开裂、破坏的 4 个阶段如图 9.1 所示。

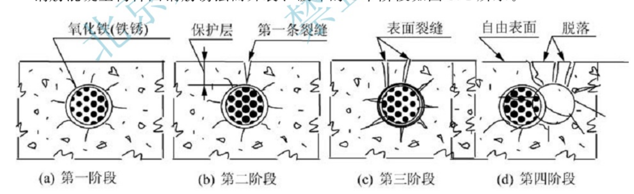


图 9.1 钢筋腐蚀及混凝土破坏机理

钢筋混凝土中的钢筋由于受到水泥水化后所产生 $Ca(OH)_2$ 碱性薄膜的保护及保护层的保护，理应不受到化学腐蚀。但是由于混凝土碳化深入钢筋表面，混凝土质量低劣，环境恶劣或构件受力裂缝达到钢筋表面，钢筋受腐蚀在许多情况下仍是不可避免的。

实验表明，应力钢筋在电化学反应方面比无应力钢筋更活跃，所以腐蚀也就更强烈。

根据文献，由作者做了个别修改、补充后的混凝土与钢筋混凝土的腐蚀分类列于表 9-1。表中所列碱-骨料反应可参见“建筑材料”或“工程材料”相关教材，不再赘述。

表9-1 混凝土和钢筋混凝土腐蚀分类

腐蚀过程性质	腐蚀种类	腐蚀过程	腐蚀定量鉴别用的参数	决定腐蚀过程动力学的因素	
				压力渗透	自由冲洗
物理化学过程：溶解结晶	一类 一、二、三类	无盐水的浸析 中性盐溶液的浸析	从混凝土中带出的水泥石溶解性组分的数量	内部扩散的速度	
腐蚀性介质与水泥石组分的化学反应	三类	结晶	带入的腐蚀性组分数量或腐蚀性组分与水泥石相互作用产物的数量	毛细作用速度与表面蒸发速度之比	内部扩散的速度
	三、二、一类	硫酸盐腐蚀			
	二类	酸腐蚀	与水泥石组分发生反应的腐蚀性组分的数量	渗透体积速度和水泥石被反应产物压实的过程	在反应产物层内的扩散速度
	二类	氧化镁腐蚀			
水泥石的电解	—	电腐蚀	通过结构构件的电流量	电压、电流和混凝土的电导率	
表面活性物质吸附	—	固体物质表面能量的吸附和降低	水泥强度的降低	表面活性物质的浓度和受力状况	
水泥石与骨料接触面上的物理化学过程	—	活性氧化硅骨料与碱性水泥相互作用	膨胀变形	反应组分之间的对比关系	
	—	骨料中的白云石与碱金属的盐溶液相互作用			
盐溶液干燥、结晶、膨胀的物理作用	四类	盐潮解、渗入材料、干燥、结晶、膨胀	膨胀变形	结晶物增长数量	
钢筋腐蚀	五类	钢筋的电化学腐蚀	金属的腐蚀深度	控制：阳性、阴性、电阻	
	六类	钢筋的化学腐蚀	金属的腐蚀深度	钢筋的组分和结构，钢筋的受力状况及环境中的离子的含量	

9.3 建筑结构腐蚀破坏实例

9.3.1 实例一：混凝土输水管道腐蚀破坏及自愈

在前苏联，为了向巴库城输送饮用水，于1911～1917年间建造了巴库至乌拉尔斯基

的输水管道。管道截面为椭圆形，壁厚 25cm，所用混凝土的配合比为 1∶2∶4。水管管壁有一层厚 1cm 的 1∶3 水泥砂浆抹灰层，1.5～2mm 厚的水泥压光层。

开始时，输水管水流不满。沿输水管线路流动的地下水化学成分复杂，含有大量的硫酸镁、氧化镁和硫酸钠。沿输水管全长范围内的硫酸盐含量平均为 200～400mg/L。由于输水管内水不满，所以地下水会渗入不够密实的管壁。致使硫酸盐对水泥石的腐蚀而破坏混凝土。

该输水管道混凝土的破坏是在 1924 年首次发现的。为了寻找一个可靠的修复方法，对水管的破坏部位进行了反复研究，提出了一个输水时将管道完全充满的修复方法。经过一段时间后，原来地下水渗入管道内部的地方减少或完全停止渗透。混凝土渗透部位的蜂窝逐渐被填塞密实，上面被碳酸钙层所覆盖。

这种现象可做如下解释：由于地下水中含有硫酸盐，只要地下水通过输水管道的管壁渗入了管道，硫酸盐就会腐蚀混凝土管壁。当输水管内充水不满时，正是地下水内侵(渗)的好时机。但当水管内充满压力水以后，水的暂时硬度是 13.70H，水就会开始沿着破坏部位反向渗透，即由管内向管外渗透，每个碳酸氢盐分子在破坏部位都与水泥石中遇到的氢氧化钙起反应，生成两个分子的碳酸钙。碳酸钙沉积在渗透通道的孔壁上，逐渐填满通道，从而阻止了渗透。这个过程也就是混凝土“自封闭”或“自愈”作用。这种修复方法是个很巧妙的方法。

9.3.2 实例二：国内某冶金工厂酸洗车间建筑物腐蚀破坏

冶金工厂需要在钢管、冷轧钢材生产过程中采用酸性工艺清理钢材内外表面氧化物。其酸洗所用的主要是硫酸或盐酸。

1. 厂房损坏原因

(1) 酸洗设备简陋，生产秩序混乱。酸洗时，大量酸液从酸洗槽内溢出，冲洗水水量很大，每小时达 $40m^3$。大量带酸的废水通过已损坏的耐酸地坪、排水沟、下水道渗入地下，地下水严重污染。

(2) 耐酸地坪强度及防腐材料性能达不到工程要求，因此，地面破损，缝隙较多，酸水容易渗入地面及地下。

(3) 酸雾腐蚀。酸洗吸风装置被损坏，酸洗时往往为提高酸洗效率，便提高酸洗水溶液温度达 70～80℃，造成大量酸雾污染环境，腐蚀厂房。

2. 厂房损坏情况

(1) 耐酸地坪损坏严重。

(2) 基础、地基土持力层严重腐蚀：基础混凝土腐蚀速度平均为每年 1～2cm；工字形柱的翼缘和腹板一般在 10 年左右钢筋即全部受腐蚀，钢筋混凝土失去原有承载能力。在 2～3m 深范围内的地基土承载能力大幅下降。

(3) 在屋架及屋面板上积聚的酸雾冷凝液对抗裂能力差、截面较小的钢筋混凝土构件造成程度不同的损坏。

(4) 因地基土已经腐蚀严重，承载力减小太大，最后只好将厂房推倒重建。

9.3.3 实例三：美国佛罗里达某公寓阳台的腐蚀破坏

这是位于海边的两栋12层钢筋混凝土结构公寓，临海一面带有通长的预应力钢筋混凝土悬挑阳台。背海一面则为非预应力的普通钢筋混凝土阳台。普通钢筋混凝土阳台基本完好无损，受到严重腐蚀破坏的是预应力钢筋混凝土阳台。预应力筋的截面锈损率竟达50%，尤以预应力端锚点处的锈损最为严重。经对混凝土取样进行氯化合物检测，发现氯化合物含量竟达混凝土质量的0.70%，高出规范限额的10～20倍，说明了问题的严重性。这一案例也说明，预应力结构的抗化学腐蚀能力更低，宜倍加注意。

9.3.4 实例四：水工建筑物的钢筋锈蚀

河海大学等单位在浙东沿海调查了22个水工建筑物的967根构件，发现有538根构件(占总数的56%)因受钢筋锈蚀导致顺钢筋的开裂破坏；1981年南京水利科学研究院对我国华南地区的18座码头进行了调查，这些码头使用期只有7～15年，但大量码头面板及横梁都因钢筋锈蚀发生混凝土顺钢筋的纵向裂缝，其中完好的仅2座；日本冲绳地区177座桥梁和672栋房屋的调查表明，桥面板和梁的损坏率达90%以上，校舍等一类民用建筑损坏率也在40%以上。这是因为混凝土采用海砂为细骨料，使钢筋锈蚀而导致的后果。

9.4 被腐蚀建筑结构的修复

对有遭受腐蚀危险的建构筑物，必须进行持续的、定期的、由专人负责的仔细观察。发现有腐蚀迹象，必须立即采取措施，阻断腐蚀来源；发现有腐蚀破坏，必须很快修复，以防腐蚀扩大到构件的其他部位或其他构件。

在化工等企业的建构筑物中进行修复工作常常是个很复杂的过程，具有许多特点。进行修复工作时，防腐措施的选择必须考虑主要防腐覆盖层破坏的程度及结构表面是否有局部破坏。临时的修缮工作必须在很短的时间内进行，不得因修缮而影响生产工艺过程。

修复工作进行前，必须对要修复的建筑结构及其防腐保护层进行仔细的调查以确定破坏的原因、性质及破坏部分的大小范围及尺寸。只有在深入调查的基础上才能选择正确的防腐手段及修复方法。

最经常做的事情是对重要的地下结构——基础进行技术检查。因为基础的破坏会给整个建构筑物造成威胁。直接在酸作用区域内的建筑物及重要设备的基础要按顺序每年检查一次；在腐蚀性地下水作用下的建构筑物基础则应一年半检查一次；在地下水位以上的基础，3～4年检查一次；尺寸不大的、小建筑物及设备基础，5年检查一次。酸生产设备基础地上部分的顶面及侧面，则应每6个月检查一次。

墙、楼盖、地面及其他建筑结构的技术检查每年不得少于两次。对溢水及排水设备的地面及直接遭受高浓度酸或碱溶液溅落的墙段必须进行十分仔细的技术检查。对建筑物的

门窗洞口及突出部分(屋檐、柱脚等)也应作仔细技术检查。

修缮建筑结构遭腐蚀部分时，首先必须仔细地清理其表面。可以用机械的方法或化学的方法来清理，可以用湿法清理或用蒸汽清理。

建筑结构表面机械清理可以用电动工具、气动工具、喷砂设备及带软轴和金属刷子的手工清理工具。机械清理法使用于清理混凝土、钢筋混凝土、粉刷层，特别是金属表面。用喷砂设备清理时，被清理表面必须是干燥的。

化学清理方法要选用相应的溶液。遭受碱侵蚀的地方要用酸溶液清洗，而遭受酸侵蚀的地方则需要用碱溶液或石灰溶液清洗。要处理的表面经化学清洗后必须用清洁的水冲洗。为清除老化的涂料，可使用溶剂如松节油、苯或其他挥发性溶剂的抹布擦洗。

可使用压力不大的消防水龙带冲洗表面仅受到酸或碱溶液轻微作用的构件。

蒸汽清理主要使用于除去混凝土或钢筋混凝土表面上的脏污以及松软细小的破碎混凝土颗粒。

不论用何种方法清理，在设置新的混凝土或其他防腐保护层之前，清理过的表面必须使之干燥，干燥到湿度在5%～7%之间为止。

要修复的建筑结构构件经清理到合格后，其他的修复方法就与构件受力破坏后的处理方法一样了。

思　考　题

1. 建筑结构化学腐蚀可分哪几类？其腐蚀机理如何？

2. 当前我国建筑结构在化学腐蚀方面面临的最大问题是什么？如何开展盐渍土环境下建筑结构的防腐蚀研究工作？

3. 试举化学腐蚀工程事故一例。

4. 一般的建筑结构钢筋锈蚀与化学腐蚀的性质有何相似之处？



第10章 砖混结构裂损坍毁分析

教学目标

砖混结构在今后长期仍将是广大农村覆盖面最广的一种结构形式。砖混结构脆而易裂，是影响建筑寿命的最大克星。研究和防治砖混结构裂缝问题是工程师一大职责。本章教学目标包括以下方面。

（1）认清砖混结构的力学特性。

（2）熟悉砖混结构的裂缝特征。

（3）掌握致裂机理。

（4）查清致裂原因。

（5）研究实例，吸取教训。

基本概念

脆性结构；压剪破坏。



引言

对于当前城镇既有建筑的维修加固工作，以及今后还须长期存在的农村建筑的设计、施工与维护来说，还存在一些值得探讨的问题，本章内容应有很好的实用价值。

自从水泥问世以后，砖混结构就逐渐成了我国城镇建设的一种主要结构形式。尤其是建国以后，百废待兴，开始了大规模的建设，而木材与钢材资源却十分紧缺，平屋顶的砖混结构，无疑是节约木材与钢材的最佳选择。即便在今后长期的广大农村建设中，砖混结构仍然将是最受欢迎的。但是砖混结构的最大特点就是抗裂能力偏低，尤其是多层平顶砖混结构，如果以单体工程为统计单位，真可以说无房不裂。因此自从20世纪50年代末以来，国内国外工程学术界就对砖混结构裂缝问题给予了充分的关注，也取得了很多成果。但是关于在实际工程中如何有效地控制砖混结构裂缝，防止坍塌这一课题，仍然有很多研究工作需要做。本章将结合一些工程实例作一些探讨。

10.1 砖混结构裂损的普遍性与严重性

由于砖混结构中竖向承重构件——砖墙、砖柱的材料来源广泛，易就地取材，施工简便，以手工操作为主，因而造价相对低廉，所以得到了广泛的应用。大量住宅、宿舍、办公楼、学校、医院等单层或多层建筑大多采用砖、石或砌块墙体(承重、分隔、围护作用)和钢筋混凝土楼盖共同组成的混合结构体系。

砌体属于脆性材料，本身抗裂能力低；砌体与钢筋混凝土之间在材料性质上有很大的差别，变形协调性较差，这些都是造成砌体结构裂缝现象比较严重的原因。当然引起砌体结构质量缺陷和质量事故的原因是多方面的，但是可以综合为以下两大类：一是内在原因，指的是设计不当或施工失误。二是外来原因，指的是天灾或人祸。由于砖混结构的构造比较简单，历史比较悠久，人们在设计与施工方面积累的经验已比较多，所以比较起来，由于内在的设计与施工方面的原因所造成的结构裂损、坍毁事故已较少见。而由于全球变暖、气候异常、极端天气为害的原因，再加上世界人口激增、人类对地球开发过度的原因，导致各种自然灾害和人为过失引起砖混结构裂损坍毁的现象却日见严重和普遍。现综述如下。

10.1.1 天灾方面原因

1. 地震破坏

由于低层砖混结构的自重轻，即便是遇上软弱土层，也多采用天然地基，地基稳定性差，加上其本身结构整体性差，抵抗力弱，在地震波冲击下，显然会遭到强烈的破坏。尤其当软弱的地基土流变或液化失效以后，处于不稳定的流体状态的土体，随着下卧的硬土或基岩面坡度走向的不同，含基础和上部结构在内的整体已受到一个因坡向而产生的挤压力，再加上一个来自不同方向的地震力，两力叠加，就产生一个扭矩，对低层砖混结构来说，这是一种足以致其粉身碎骨的破坏力。在前面第2章介绍日本新潟地震的破坏特征时，已经给出过很多具体实例。也许因为那里距离我们太远，可能人们还没有什么感性认识。现在举一个发生在2011年1月20日的，可以说近在眼前，余痛犹存的安徽省安庆地震记录的实例，希望能引起关注。

安庆地震的主震为4.8级，四次余震分别为2.6级、0.9级、0.6级、0.4级，震源深

度 9km，可以认为是设防以外的极低等级的地震，可是这次地震却推毁房屋 2800 余间，图 10.1 就是当时震后实况，其破坏性并不亚于一次大地震。



(a) 院墙倒塌



(b) 房屋开裂

图 10.1　2011 年安庆地震震后实况

2. 山洪威胁

山洪，包括泥石流，本来只是一种常见的自然现象而已，千百年以来，人们已积累了不少应对山洪的经验，没有什么可怕的。只是随着全球变暖，气候异常，极端天气频现的新趋势，山洪的破坏力度、出现频率和影响范围越来越大。对于多密集于山沟里、溪涧边(我国山区面积占 2/3，山区人口占 56%)的砖混结构民居来说，确实成了一种致命的威胁。随着山洪的到来，必然是人畜皆亡，田地尽毁，对于脆弱不堪的砖混民居来说，无疑会连根拔起，或摧毁掩埋。下面是 2003 年发生在陕西宁陕、佛平等地及 2006 年发生在湘、粤、闽三省边界上的山洪灾害死亡记录，两次灾害中分别死亡 455 人和 732 人，被毁的民居不计其数。因为按常规，山洪多是深夜突然来袭，一般都是房先毁然后人丧命。具体灾情见图 10.2、图 10.3。

3. 极寒冻毁

本来，在全球变暖的大趋势下，似不应该有极端寒冷天气的出现。只是经研究发现，正是全球变暖激起了大气环流和大洋洋流的运行速度加快，运行势能增大，从大西洋北上的强势暖湿气流侵入北极上空，迫使北极寒流向南扩展，所以导致南边出现极寒天气。研究还发现，全球地表变暖，正是地心内热过量失散所致，也就是说地球的寿命将缩短，冰天雪地的极寒时期终将到来。建筑物，尤其是抗冻能力最差的砖混结构，最终毁于冰冻也势在难免。2012 年的 2 月，呼伦贝尔持续 11 天出现了－40℃以下的低温，极限最低达－51.9℃。假设建筑物的施工季节是夏季，合龙温度为＋20℃，那么其降温冷缩的计算温差就达 60℃以上(尚未包括干缩当量温差)，钢筋混凝土和砖砌体的线膨胀系数分别为 1×10^{-5}/℃和 5×10^{-6}/℃，两者相差 2 倍。那么长度为 30m 的民房，发生在砖墙上的冷缩裂缝总量就将达 10mm，如果每条裂缝的宽度按规范限值 0.2mm 计，裂缝总数就将达 50 条以上。这就是呼伦贝尔市 2 万多间砖混房屋被冻毁的原因。因此说砖混结构防极寒冻毁还是一个值得关注的新课题。具体灾情见图 10.4。



(a) 2002年陕西宁陕、佛平山洪水冲毁铁索桥及房屋

图 10.2　2003 年发生在陕西多地的山洪



(b) 6月8日夜晚，特大洪水袭击了陕西省长安县，严重毁坏了210国道

图 10.2　2003 年发生在陕西多地的山洪(续)



(a) 湘、粤、闽山洪水面形势

图 10.3　2006 年发生在湘、粤、闽三省边界上的山洪



(b) 湖南永州老城区被淹



(c) 乐昌火车站被淹

图 10.3 2006 年发生在湘、粤、闽三省边界上的山洪(续)



(d) 粤北地区洪水

图 10.3　2006 年发生在湘、粤、闽三省边界上的山洪(续)



图 10.4　呼伦贝尔的严寒和被冻毁房屋

4. 地质灾害

地质灾害指山崩、地动、地裂、地陷等地质异常现象。虽是天灾，但也含人祸因素。比如山崩，更多的原因是由高速、高铁、高坝施工引起。地裂、地陷灾害，则与地下采矿和地下工程密切相关。大的地质灾害对待任何工程都是一视同仁，也就没有什么砖混结构、钢筋混凝土结构或钢结构的区别和优异之分了。因此也就没有必要在此对结构本身作进一步的讨论。人们需要考虑的是一个如何抑制地质灾害和远离地质灾害的问题，这已不是一个单纯的技术问题，也不是工程师们力所能及的问题。

10.1.2 人祸方面原因

对于砖混结构来说，地下的采矿掏空、邻近的施工干扰、地域的抽(地下采集)水过度，都是其所面临的生存威胁。但都归属于人祸，因而出现了大量的民间工程纠纷，应该引起人们，尤其是司法界和工程界更多的关注。现就近年出现的几起有代表性的案例分述如下。

1. 采矿掏空

(1) 河北康保村庄民房裂损：参见图 10.5 康保民居裂损图。

2011 年 5 月，河北康保村出现了大面积的农田损毁，作物绝收，住房裂损坍塌灾害。致害原因就是由于邻近是煤矿，地下被采煤掏空。



图 10.5 康保民居裂损

(2) 山西大同魏家沟民房裂损：参见图 10.6 大同民居裂损图。

2011 年 2 月，大同魏家沟发生了与河北康保相类似的灾害，却被人们确认为地质灾害。凭早年对开滦、峰峰、京西、大同等老矿区的考察印象：对于一个采空深度动辄几百米甚至几千米的老矿区来说，其地表影响范围决不会止于几千米或几十千米。深度采空直接导致了大区域范围内的地下水和地应力失衡，必然带来大范围内的大小地质灾害。因此说魏家沟灾害表面上看来是地质灾害，实质上仍应归于采矿影响。



图 10.6 魏家沟民居坍损

2. 施工干扰

对于自身抵抗力弱，反应极度敏感的砖混结构来说，施工干扰是导致灾害发生的重要原因。尤其是在建筑物密集的老市区，几乎每时每刻都有可能受到各种各样的施工干扰，已是司空见惯，不必多说。下面介绍的是处于荒山野岭，却也受到施工严重干扰的特殊案例，说明这是一种新的趋势。

(1) 广深高速虎门村隧道及兰商高速万军回隧道口民居裂损：参见图 10.7。

2010 年 10 月及 2010 年 11 月，虎门和万军回两条隧道爆破施工时，都导致了离隧道口不远的村庄民居大范围裂损。

(2) 高坝蓄水直接淹毁民居，或是蓄水后导致山体坍滑摧毁民居的记录层出不穷。高速、高铁施工大范围、大深度破坏山体引起广泛的山体失稳崩塌，泥石流横扫河谷的局面并不亚于地质构造、地形地貌和山洪暴发等天然原因所形成的泥石流大灾害。因此说，三高(高速、高铁、高坝)给既有工程(不论什么结构)带来的威胁极大。希望得到三高产业部门的关注。图 10.8 所显示的几幅令人触目惊心的泥石流画面既是天灾，也含人祸。对此，

工程师们所能做的只是尽量在场地选择方面多下点工夫进行消极规避而已。至于如何积极抑制人祸因素，以减少灾害，则已是一个严峻的社会问题和政治问题。



图 10.7 虎门隧道口民居裂损



(a) 舟曲泥石流

图 10.8 几幅有代表性的泥石流灾害画面



(b) 汶川泥石流



(c) 昆明东川泥石流

图 10.8 几幅有代表性的泥石流灾害画面(续)



(d) 重庆泥石流



(e) 岳阳泥石流

图 10.8 几幅有代表性的泥石流灾害画面(续)



(f) 江西泥石流引起火车出轨

图 10.8 几幅有代表性的泥石流灾害画面(续)

3. 抽水过度

2012年6月在广西柳州、南宁、桂林一带大范围内频繁出现了惊人的地陷现象，导致房舍坍塌，农田被毁，街面下陷，汽车落井，社会沸腾，人心不安。其实，在溶岩地区，喀斯特溶洞发育的结果，只要保持有充沛的地下水及时充填，地应力就不致失衡，地层构造和岩体就不致失稳和坍塌。之所以出现大范围地陷现象，显然是由于人们在地下取水过度导致的结果。近年来由于工农业的高速发展，用水量激增，而地表水又受到大面积污染，使人们对地下水的依存度日渐高涨。地下取水过度的现象也就日趋普遍与严重。以北京、太原、西安、济南、上海和海口为代表的大城市，地下水位的下降幅度，竟然迅速创下了几十甚至几百米的记录。地下水被抽空以后，地应力失去平衡，地层失去稳定，地陷现象也就必然跟进。至于长江三角洲的地下水位持续下降以后，于30年内引起1/3以上的地面整体下沉量达200mm以上的现实，更值得警惕。广西地区大范围地陷现象图参见图10.9。




(a) 桂林市区地陷



(b) 南宁西乡塘地陷(2006)年

图 10.9　广西地区大范围地陷现象图



(c) 南宁市区地陷



(d) 柳州城郊地陷

图 10.9　广西地区大范围地陷现象图(续)



(e) 柳州市区地陷

图 10.9 广西地区大范围地陷现象图(续)

10.1.3 设计方面原因

砖混结构由于历史悠久，体系简单，受力明确，人们已积累了较多的设计和施工方面的经验，本来在这方面已不应该出现更多的错误。但也正由于技术简单，才被人们掉以轻心，马虎从事，因而所犯错误都属于所谓的“低级错误”。

（1）设计马虎，草率参照或套用相类似工程的施工图样作设计，而不进行校核和计算。

（2）结构方案欠妥，比如空旷房屋的整体刚度问题、稳定性问题没有得到关注。

（3）满足于墙体总的承载力的计算，但忽视了墙体稳定性和局部承压的验算。

（4）强调计算结果，忽略构造要求。

10.1.4 施工方面原因

（1）砌筑质量差。砌体结构为手工操作，而墙体强度的高低与砌筑质量有密切关系。施工管理不善、质量把关不严是造成砌体结构事故的重要原因。

（2）在墙体上任意开洞，或拆了脚手架，但脚手眼未及时填好或填补不实，过多地削弱了结构构件截面。

(3) 在施工过程中，对一些高大墙体未加临时支撑，如遇到大风大雨等不利因素将造成失稳破坏。

(4) 砂浆配合比不准确，或含杂质过多，因而本身强度不足，或保水性差、流动性差，都会造成墙体承载力下降，严重的会引起倒塌。

如上所述，砌体结构不可避免会出现各种裂缝。一些裂缝，虽不影响建筑物的近期使用，也不影响建筑物结构的承载力、刚度及完整性，但会降低砌体结构的耐久性。还有一些裂缝表现为采用材料的强度不足，或表现为结构构件截面尺寸不够，或表现为连接构造质量不可靠。这类裂缝威胁到结构的承载力和稳定性，如不及时治理，可能导致局部或整体的破坏，会带来人员的伤亡和经济上的巨大损失。

10.2 几个典型砖混结构裂损案例

10.2.1 砖砌体因承载力不足造成的质量事故

某三层轻工业厂房，预制楼板，现浇两跨钢筋混凝土连续梁，外砖墙内砖柱承重；砖柱截面 490mm×490mm，采用 MU10 砖、M10 水泥混合砂浆砌筑；基础为三七灰土，上砌毛石，砖墙基础底面宽 1300mm，砖柱基础底面积为 1400mm×1400mm，地基设计承载力 $f_k=150\text{kN/m}^2$，如图 10.10(a)、(b)所示。该房屋主体结构完工时，几个底层砖柱就

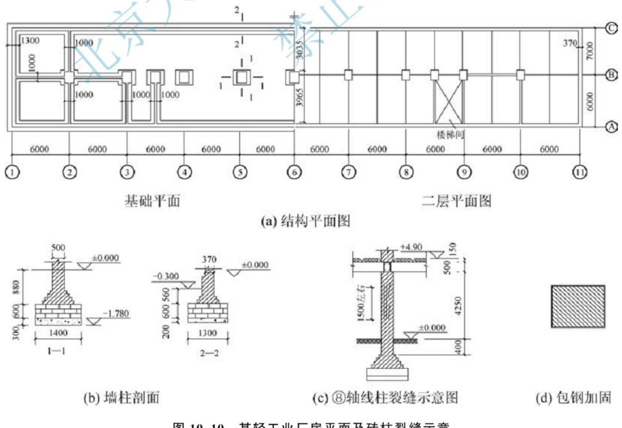


图 10.10　某轻工业厂房平面及砖柱裂缝示意

发生严重的竖向裂缝。其中最严重的位于⑧轴线，裂缝最宽处达 8～10mm，长 1.5m 左右，说明该砖柱已濒临破坏，如图 10.10(c)所示。发现裂缝后，随即对各层砖柱进行加固，加固方案为四角外包角钢∟ 75mm×75mm×6mm，角钢间用缀条连接，如图 10.10(d)所示，但加固方案并未能取得成效。

事故原因分析和处理如下：

(1) 中间砖柱承载力按轴心受压算允许承载力只有 913.36kN，而该柱所承受的荷载(算至±0.000 标高)却有 1166kN，超载 252.64kN。由于施工质量不高，该柱在恒载和施工荷载作用下就产生了裂缝。

(2) 柱基础底面积按计算需要 9.74m^2，实际只有 1.96m^2，仅及计算需要的 20.3%。远不能满足实际需要。结构完工时，基础之所以未发生过大沉降的原因：一是由于柱基受力尚未达到设计荷载；二是由于实际地基承载力大于 150kN/m^2；而因柱身的砌筑质量太差，其实际承载力远低于计算承载力。因而率先开裂，掩盖了地基的危险因素。

(3) 本例事故原因主要是设计问题。不得不将原内砖柱承重方案改为砖墙承重方案，新添内纵横墙及其基础，将大房间改为小房间。这样，楼面荷载由梁直接传给新添墙及基础。这个修改方案虽然解决了结构问题，但在使用上却带来了很大不便。

10.2.2 一起偶然的设计失误引起的反思

某工程为三层砖混结构，现浇钢筋混凝土楼屋盖，双向支承楼板，四角区布置的大房间中各有一根钢筋混凝土大梁，如图 10.11 所示。此工程竣工后，设计复查发现大梁计算跨中弯矩错了一位小数点(将 65.66kN·m 错写成 6.566kN·m)，因而大梁主筋截面面积只及所需面积的 30%，按理，它甚至无法承受楼盖自重。但是，令人惊奇的是实际结构却已经受了使用考验，50～60 人在室内举行过多次会议，并曾堆积重物，而楼盖毫无破坏象征。经详细检查，仅发现二楼大梁上有宽度小于 0.2mm 的微细裂缝，其余梁上的裂缝更小。说明其实际拥有的承载力和安全度完全满足需要。

后来还通过全面的荷载实验和调查分析，也证实了出现以上意外结果实际上并不奇怪，原因是以下几点。

1. 墙体对大梁支座的约束作用

梁端插入砖墙，在计算简图中视作铰支座，但与实际情况出入较大。因为梁端支承处有墙体压住，梁垫和圈梁与大梁整浇在一起，因而梁端的角变形受到部分约束。这样，当大梁受载后，梁端会产生一定的负弯矩。

(1) 二层大梁在 30kg/m^2、60kg/m^2、90kg/m^2、120kg/m^2、150kg/m^2、200kg/m^2 分级加载的楼面荷载作用下，梁端约束弯矩的平均值约为按简支梁计算跨中最大弯矩的 70%；在 200kg/m^2 荷载作用下的跨中最大挠度只有 0.508mm，相当于 $f/L=1/9850$。

(2) 三层大梁在 50kg/m^2、100kg/m^2、150kg/m^2、250kg/m^2 分级加载的楼面荷载作用下，梁端约束弯矩的平均值为按简支梁计算跨中最大弯矩的 50%；在 250kg/m^2 荷载作用下的跨中最大挠度只有 0.741mm，相当于 $f/L=1/6750$。

(3) 二、三层大梁卸载后的残余变形分别只有最大挠度的 6.3%和 6.2%。

这个试验说明，当有梁端墙体对梁端角变形的约束时，梁的跨中弯矩会有所减小。当

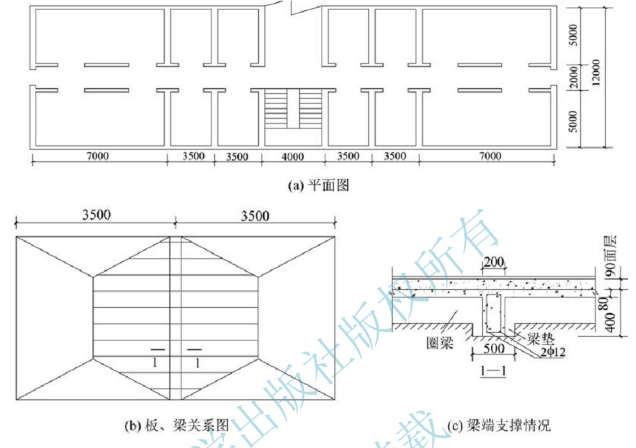


图 10.11 某办公楼平面和板、梁示意

梁端上面所受的压力较大时(如二层)，梁跨中弯矩可减少 50%左右；当这种压力较小时(如三层)，梁跨中弯矩可减少 30%左右。推而广之，当这种压力为零约束完全放松时，梁跨中弯矩减少值也为零，也就是达简支梁跨中最大弯矩 $ql^2/8$ 的理论值。

(4) 试验结果表明，梁端的约束程度还没有充分得到发挥。实际上，在墙体内得到安全嵌固，并与梁垫和圈梁浇筑成整体的梁头完全可以满足固端约束的要求。那么，跨中最大弯矩就可以从 $ql^2/8$ 下降到 $ql^2/24$，也就是下降到 30%左右。歪打正着，本例由于设计上的偶然过失，少配了跨中弯矩受力筋。而实际上却正满足了结构受力的实际需要，否则，就是浪费。

2. 材料实际强度超过计算强度

用回弹仪和混凝土强度测定锤测得的梁身混凝土强度均大于 300kg/cm²，超过设计标号(C15 号)甚多。根据现场剩余钢筋试验得到的屈服应力均大于 2960kg/cm²，也超过钢筋设计时的计算强度 2400kg/cm²。由此估算大梁的承载力可增大约 23%。

3. 楼盖面层参与受力

楼板上有焦渣混凝土层和水泥砂浆抹面层，两者共厚 90mm，而且质地密实，和楼板粘结情况良好。这样，大梁的截面有效高度增加了，约可提高梁的承载能力的 10%。

4. 板和梁的共同作用

本设计在计算梁上荷载时不考虑梁板的共同作用，梁所承受的荷载就是板传给梁的支座反力。但实际上梁在荷载作用下会发生变形(下垂)，因而板上的荷载要发生重分布。原

来传给梁的荷载有一部分直接通过板传递给四周的墙，实际上传给梁的荷载减少了。

如用弹性理论考虑梁、板的变形协调，计算得出板与梁交接处的内力，就能算出梁所承受的实际弯矩。实际弯矩约比原计算弯矩小9.5%左右。

5. 以上分析说明本工程中的大梁可以继续使用，不需要进行加固

根据以上案例来检讨流行的一些砖混结构构件的理论计算方法和现行的一些规范条文，认为理论与实际之间有时相去甚远，值得反思。

理论计算上的力学模型与结构的实际传力途径产生脱节。可以说在砖混结构中，并没有完全的简支构件，即使是全预制梁板，也并非完全简支。何况对于设计安全水准日益提高，结构整体刚度和承载力标准日益提高的以现浇梁板为主的当代砖混结构来说楼、屋面梁板，基本上都是处于部分约束甚至是全部约束条件下。而习惯中的设计方法则仍然是以偏于安全考虑为理由，一律按简支的力学模型来进行构件的内力计算，与实际情况不符。本案例是一个颇为典型，很有说服力的案例。

理论分析与工程实践证明，现今的砖混结构楼屋面板的板端基本上是完全嵌固在圈梁与墙体内的，不可能是简支，支座负弯矩一般均要大出跨中正弯矩2～3倍。而习惯上的板支座配筋和规范条文规定的板支座结构配筋，均远远不能满足实际需要。

工程事故分析呼唤理论要更进一步结合实际。

10.2.3 砖砌体结构整体失稳引发的坍塌事故

1. 工程概况

1997年7月12日，某县发生一起建筑面积2500m^{2}的五层半砖混结构住宅楼倒塌的特大事故，造成36人死亡，3人受伤，直接经济损失达860万元。

经全面调查认为，造成这起事故的原因是多方面的。主要原因是该楼房工程质量低劣，砖基础侵水失稳，导致整楼坍塌。

2. 直接原因

(1) 该楼基础砖墙质量低劣(主要是材料不合格，施工不规范)。一是砖的强度低，设计要求使用100号砖，但实际使用的都明显低于75号，而且基础砖墙的砖匀质性差，受水浸泡部分的砖墙破坏后呈粉末状；二是对工程抽样检验的六种规格钢筋有五种不合格；三是断砖集中使用，形成通缝，影响整体强度；四是按规范要求应使用中、粗砂，实际使用的是特细砂，含泥量高达31%，砌筑砂浆强度仅在M0.4以下，粘结力很差。

(2) 擅自变更设计。设计图纸要求对基础内侧进行回填土，并夯实至±0.000标高，但在建造过程中，把原设计的实地坪改为架空板，基础内侧未回填土，形成积水池。由于基础下有天然隔水层，地表水难以渗透，基础砖墙内侧既无回填土，又无粉刷，长时间受积水直接浸泡，强度大幅度降低。由于砖基础在受到水压力与土压力的重复作用，其稳定性显然成了最危险的薄弱环节。是年7月8日至10日，发生洪灾，该住宅楼所处小区基础设施不配套，无截洪、排水设施，造成该住宅楼砖墙脚和砖基础严重积水浸泡，强度大幅度降低，稳定性严重削弱，这是造成事故的直接原因。

3. 间接原因

凡是出现类似严重的工程事故，必与政府有关建设管理部门无所作为、管理松弛有关，导致了从开发建设的程序管理到具体的设计与施工管理紊乱无章，不堪收拾。因此经调查被认定为一起工作人员玩忽职守，管理紊乱引起的重大责任事故。

10.2.4 砖柱组砌工艺不规范引起房屋倒塌

1. 工程及事故概况

某地区建一座四层楼住宅，长 61.2m，宽 7.8m。砖墙承重、钢筋混凝土预制楼盖，局部(厕所等)为现浇钢筋混凝土。图纸为标准住宅图。唯一改动的地方为底层有一大活动室，去掉了一道承重墙，改为 490mm×490mm 砖柱，上搁钢筋混凝土梁。置换时，经计算确认承载力足够。但在楼盖到四层时，该独立砖柱压坏而引起房屋大面积倒塌。

2. 计算复核

房屋结构为标准图，已经过考验，而且工程地质条件良好，并无地基下沉失效等情况。据现场倒塌情况判断，倒塌原因显然是由砖柱被压酥引起的。设计砖的强度等级为 MU7.5，有出厂证明并经验收合格。设计砂浆强度等级为 M5。现验算如下。

荷载计算：结构恒载 $N_G=140.5\text{kN}$，使用荷载 $N_Q=80.37\text{kN}$

则设计荷载：$N_{设}=1.2N_G+1.4N_Q=1.2\times140.5+1.4\times80.37=281\text{kN}$

刚性方案，砖柱高取：$H_0=3.2+0.5$(地面以下到大放脚)$=3.7\text{m}$

高厚比：$\beta=3.7/0.49=7.55$

砖 MU7.5，砂浆 M5，查得砌体强度 $f=1.37\text{N/mm}^2$

承载面积 $A=0.49\times0.49=0.24\text{m}^2<0.3\text{m}^2$

故应取强度降低系数

$\gamma_a=0.7+A=0.7+0.24=0.94$

按中心受压柱计算由 $\beta=7.55$ 及 M5 查得 $\varphi=0.915$

可得

$$N_u=\varphi\gamma_a fA=0.915\times0.94\times1.37\times0.24\times10^6$$
$$=0.2828\times10^6\text{N}=282.8\text{kN}>281\text{kN}$$

可见原设计可满足要求。但施工过程中采用包心砌法。如图 10.12 所示。且砂浆强度达不到要求，按实际情况计算，按 MU7.5，M0.4 查得 $f=0.79\text{N/mm}^2$，考虑到柱芯起不到作用，承重面积减为 $0.49\times0.49-0.24\times0.24=0.1825\text{m}^2$。

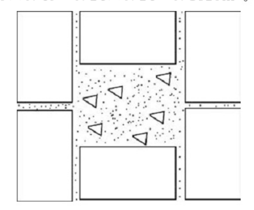


图 10.12 砖柱包心砌法

这样，砖柱承载力 $N_u=0.915\times0.94\times0.79\times0.1825\times10^6=0.124\times10^6\text{N}=124\text{kN}$

$\gamma_0=124/281=0.441$

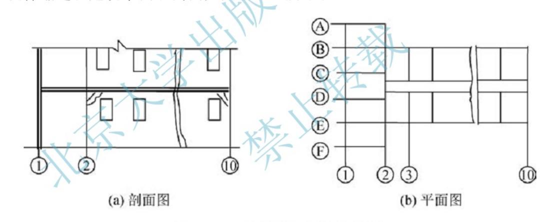
由于实际承载力与设计承载力相差太远，发生倒塌是必然的了。

由以上分析可知，违反施工技术规范的包心砌法，质量不能保证，其总承载力会大大降低，因此包心砌法引起的事故屡见不鲜，必须引起重视。

10.2.5 温度应力造成砌体结构倒塌事故

1. 事故概况

某供销社的建筑为三层混合结构，平面布置呈 T 字形，前面沿大街的大开间为营业厅，后面为住宅及办公用房。底层层高为 4m，二、三层的层高为 3.7m。地基良好，基础为毛石砌筑，承重墙为砖砌 24 墙。住宅及办公室开间 4.8m，现浇钢筋混凝土楼盖。营业大厅进深 9m，采用 300mm×800mm 断面的梁，梁板均为现浇，大梁支于宽 1000mm，厚 240mm，加 370mm×240mm 附壁柱的窗间墙上。墙体每层均设置圈梁，截面 240mm×240mm，配筋 4ϕ12。在Ⓑ、Ⓔ轴线上的大厅大梁与住宅、办公室区段的外墙圈梁连成整体，未设伸缩缝。建筑平面、剖面如图 10.13 所示。



(a) 剖面图　　(b) 平面图

图 10.13 某供销社建筑平剖面图

该工程于 1976 年夏季开工，1977 年 4 月中施工到第三层窗口上沿齐平，营业厅部分突然全部倒塌。轴线①上的窗间墙全部倒向厅内，第二层楼面的轴线①上的梁头全部落地，而轴线②梁的支座基本上未动，但梁被折断。三层楼面与住宅脱开而下坠。经现场检查认定，施工质量合格，地基良好无下沉迹象，现浇梁板配筋，均偏于安全，倒塌原因曾引起争议。

2. 原因分析

因为营业厅倒塌是从底层砖墙破坏开始的。因而人们大都倾向于事故是由于营业厅带砖垛的窗间墙承载力不足引起。但经反复验算，按 MU5 砖及 M5 砂浆等级计算，底层砖垛承载力 $N_u=\varphi fA=361.68\text{kN}$，即令砂浆等级取 M1，仍可达 $N_u=263\text{kN}$，而设计所需承载力仅为 253.7kN，可见承载力可满足要求。既然砌筑质量合格，则认为窗间墙不是倒塌原因。

进一步分析可以确认事故真正原因是温度应力造成的。砖混结构的温度应力是人们熟



知的，但通常不进行计算，如建筑物长度过长，一般按规范要求设置伸缩缝。即使有些建筑未设置伸缩缝，造成了墙体开裂，但一般不会导致房屋倒塌，因而设计人员往往对此不特别重视。这里，因平面体型特殊，温度应力成为了引起房屋倒塌的主要原因。如图10.4(a)所示。可见在楼盖下的纵墙上有八字形裂缝。这是由于降温冷缩造成。因混凝土与砌体的温度线膨胀系数不同，且混凝土干缩量大。

楼房于夏季开工，施工到二层楼板时尚在初秋(当地最高气温在30℃以上)，而随着施工进展，进入冬季(平均气温在1～5℃)，钢筋混凝土楼盖(包括圈梁)冷缩较大而受到砌体的制约，当砌体的强度不足以抗拒时而发生裂缝。在一般情况下，砌体一旦开裂，则等于约束解除，应力释放，残余变形不大，不致危及安全。但在本案例的特殊情况下，在轴线⑩处，应力释放后应无问题。而在轴线②与①处，则因B、E轴线上大梁与外墙圈梁相连成整体，混凝土梁冷缩产生的拉力顺大梁直接传到了轴线①外墙上，再加上轴线Ⓒ、Ⓓ梁的冷缩力共同作用，从而造成窗间墙内倾、倒塌，继而梁头下沉，最终造成整体倒塌事故。

10.2.6　地基土冻胀引起砌体结构开裂事故

北京某饭厅为29.5m的大跨度两铰木结构，钢筋混凝土单独基础，砖围护墙。饭厅正门向东。沿南、北外纵墙各有三个边门斗，均为砖墙承重，钢筋混凝土屋面，200mm深浅埋式的灰土基础。该饭厅冬季建成，建成后北部三个门斗墙上出现45°方向斜裂缝，其形状都是从窗口上下角开始向墙角发展，裂缝最宽处2～3mm，上下两头尖细。南部三个门斗完好无损，如图10.14所示。

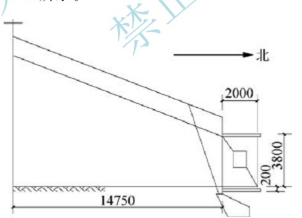


图10.14　某饭厅门斗墙因地基土冻胀而开裂示意

起初，曾怀疑北侧地基不好，主体结构下沉，但经观察，主体结构并无明显沉降。后来挖开北部门斗基础，发现埋深仅200mm，基础下面土的颗粒间有冰碴。仔细观察北门斗地面，有隆起现象，离北纵墙愈远处地面隆起愈高。相反，挖开南部门斗基础，虽埋深相同，但基础下面土未遭冻结，地面也无隆起现象。接着在北纵墙附近日照阴影范围内的天然地面挖坑，发现地面下450mm深度以内的粉土层均已冻结；相反，在南墙根类似地面挖坑，却无冻结现象。

因此可以确认，北门斗墙开裂是由于墙基埋深太浅遭受土的不均匀冻胀力的结果(北门斗内部冻结深度浅、冻结力小，而外部冻结深度深、冻胀力大)；南门斗下土层因

有日照影响未曾冻结。处理措施是立支柱将北门斗屋面板顶起，将侧墙和墙基拆除，重新做素混凝土基础，埋置深度为室外地坪下600mm处。按此做法处理后，冻结病害得到根治。

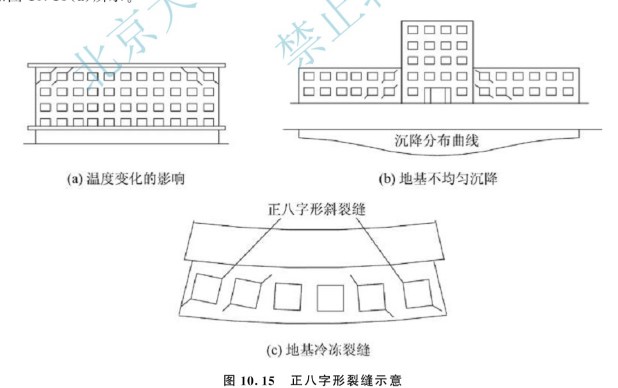
10.3 砖混结构裂缝的特征及产生原因

10.3.1 砖混结构墙体上的正八字形裂缝

在砌体结构的顶层墙体上和底层墙体上比较容易发生一些斜向裂缝，通常位于窗的上下对角线上，成45°斜向发展，左右对称而形成正八字形裂缝，如图10.15所示。它的产生原因主要有以下几点。

1. 外界环境温度的变化

砌体结构的屋盖一般是采用钢筋混凝土材料。墙体是采用砖或砌块。这两者的线膨胀系数相差比较大，钢筋混凝土的线膨胀系数为1.0×10^{-5}，砖墙的线膨胀系数为0.5×10^{-5}。所以在相同温差下，混凝土构件的变形要比砖墙的变形大1倍以上。两者的变形不协调就会引起因约束变形而产生的附加应力。当这种附加应力大于砌体的抗拉应力时就会在墙体中产生裂缝，当温度下降板面冷缩量大于墙体冷缩量时，就会出现正八字形裂缝，如图10.15(a)所示。



(a) 温度变化的影响　(b) 地基不均匀沉降

(c) 地基冷冻裂缝

图10.15 正八字形裂缝示意

2. 地基不均匀沉降

支承整栋房屋的下部地基会发生压缩变形，当地基土质不均匀或作于地基上的上部荷

载不均匀时，就会引起地基的不均匀沉降，使墙体发生变形，而产生附加应力。当这些附加应力超过砌体的抗拉强度时，墙体就会出现裂缝，而且当房屋中间部分沉降过大，两边沉降过小时，就会出现正八字形裂缝，如图10.15(b)所示。

3. 地基的冻胀

地基土上层温度降到0℃以下时，冻胀性土中的上部水开始冻结，下部水由于毛细管作用不断上升在冻结层中形成冰晶，体积膨胀，向上隆起可达几毫米至几十毫米，其折算冻胀力可达2×10^6MPa，而且往往是不均匀的，建筑物的自重往往难以抗拒，因而建筑物的某一局部就被顶了起来，引起房屋开裂，当房屋两端冻胀较多，中间较少时，在房屋两端门窗口角部产生形状为正八字形斜裂缝，如图10.15(c)所示。

10.3.2 砖混结构墙体上的倒八字形裂缝

在砌体结构的顶层墙体上和底层墙体上，也容易发生位于窗的上下对角线上成45°斜向发展，左右对称而形成的倒八字形裂缝，如图10.16所示。它的产生原因主要有以下几点。

1. 地基的冻胀

当房屋两端冻胀量较小，中间较大时，在房屋两端门窗口角部位会产生形状为倒八字形斜裂缝，如图10.16(a)所示。

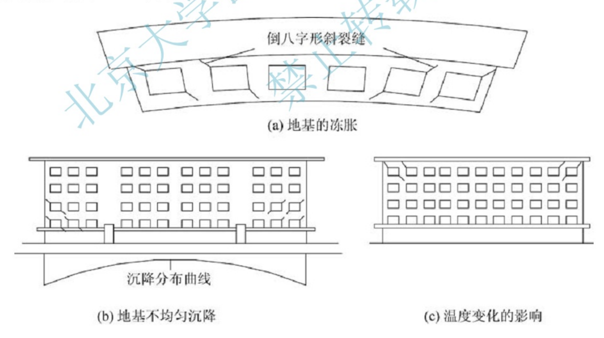


图10.16 倒八字形裂缝示意

2. 地基不均匀沉降

不均匀沉降发生后，沉降大的部分砌体与沉降小的部分砌体产生相对位移，从而在砌体中产生附加的拉力和剪力。当这种附加内力超过砌体强度时，砌体中便产生裂缝。裂缝大致与主拉应力方向垂直，裂缝倾向一般朝沉陷大的部位，当房屋的两端沉降过大，就出现倒八字裂缝，如图10.16(b)所示。

3. 温度变化的影响

当外界温度上升时，钢筋混凝土屋盖的热胀量大于砌体结构墙体的热胀量，从而在墙体与顶板接触的界面上产生一组向外的剪胀力，这组水平剪胀力与垂直压应力组合成的主拉应力值超过墙体的抗拉强度就出现了倒八字裂缝，如图 10.16(c)所示。

10.3.3　砖混结构墙体上的垂直裂缝

砌体结构在荷载和变形的作用下，在一些部位易出现垂直裂缝，其原因较为复杂，一般有以下几种。

1. 温度的影响

房屋在正常使用条件下，当墙体很长时，由于温缩和干缩，会在墙体中间出现垂直贯通裂缝，而且可能使楼(屋)盖裂通，如图 10.17(a)所示。同时在房屋楼盖错层的端部、圈梁的端部，外廊和雨篷梁的端部会出现局部的垂直裂缝，如图 10.17(b)所示。

2. 荷载作用的影响

(1) 因墙体不同部位的压缩变形差异过大而在压缩变形小的部分出现垂直方向的剪胀裂缝，如图 10.18(a)所示，底层窗下墙上的垂直裂缝。

(2) 因墙体中心压力过大，在墙体出现垂直裂缝，裂缝平行于压力方向，先在砖长条面中部断裂，沿竖向砂浆缝上下贯通，贯通裂缝之间还可能出现新的裂缝，如图 10.18(b)所示，为典型的剪切裂缝或剪拉裂缝。



(a) 较长外纵墙上的垂直裂缝　　(b) 圈梁端、雨篷梁端部垂直裂缝

图 10.17　温差影响形成垂直裂缝示意

(3) 因墙体受到与砖顶面平行的拉力，而在墙体中出现垂直裂缝，裂缝垂直于拉力方向，沿竖向砂浆缝和水平砂浆缝形成齿缝，或由于砖受拉后断裂，沿断裂面和竖向砂浆缝连成通缝，成为垂直裂缝，如图 10.18(c)所示，为典型的轴拉裂缝。

(4) 当墙体为小偏心受压时，在近压力的一侧会发生平行于压力方向的垂直裂缝，它出现在沿砖长条面中部断裂并沿竖向砂浆缝上下贯通，如图 10.18(d)所示，为压剪裂缝。

(5) 当墙体在局部压力作用下，也会在一定范围内出现垂直裂缝。如果局部面积较大时，在局部受压界面附近的局压面积以内，形成平行于压力方向的密集竖向裂缝，受压砖块断裂，甚至被压酥，如图 10.18(e)所示。如果局压面积较小时，在局部受压界面附近的局压面积以内，形成大体平行于压力方向的纵向劈裂裂缝，如图 10.18(f)所示，均为压屈碎裂前的剪胀现象。

(6) 在水平灰缝中配有网状钢筋的配筋砌体。在压力的作用下，会把网状钢筋片之间的砌体压酥，出现大量密集、短小，平行于压力作用方向的裂缝，如图 10.18(g)所示，为压屈碎裂现象。

(7) 由于水平地震作用使墙体发生横向水平位移，会在纵墙或纵横墙交接处产生垂直裂缝。按砌体质量不同大体上分为以下几种情况。

当纵墙横墙分别施工，留有“马牙槎”时，垂直裂缝常表现为锯齿形，如图 10.19(a)所示。

当砖块强度很低或者砌筑中纵墙留有槎时，垂直裂缝表现为直线形，如图 10.19(b)所示。

(a) 窗间墙集中压力引起的窗台上垂直裂缝

(b) 窗间墙集中压力引起的竖向裂缝

(c) 墙顶水平力引起的墙上竖向裂缝

(d) 墙顶偏心荷载引起的竖向弯拉裂缝

(e) 局部压力引起的劈裂裂缝

(f) 压屈剪胀裂缝

(g) 压屈碎裂裂缝

图 10.18 荷载影响形成垂直裂缝示意

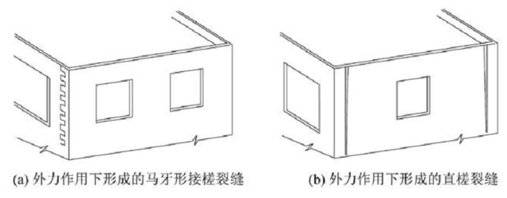


图 10.19 水平地震作用形成的垂直裂缝示意

当水平地震作用很大而砌筑质量又不佳时，有些纵墙上的竖向裂缝会发展到使纵墙向外倾倒。

10.3.4 砖混结构墙体上的水平裂缝

在墙体上引起水平裂缝出现的原因主要有温度变形和荷载作用，以及地震作用。下面分析一下这几个原因。

1. 温度的影响

不少房屋的女儿墙建成后不久即发生侧向变形，即在女儿墙根部和平屋顶交接处砌体外凸或女儿墙外倾，造成女儿墙墙体开裂。这种开裂缝有的在墙角，有的在墙顶，有的沿房屋四周形成圈状，如图 10.20(a)、(b)所示。其规律大体是短边比长边严重，房屋越长越严重。产生这种现象的主要原因是气温升高或降低后，混凝土屋顶板和水泥砂浆面层沿长度方向的伸长或缩短变形比砖墙体大，砖墙阻止这种伸长或缩短，混凝土顶板就对砖墙砌体产生外推力或内挤力造成裂缝。温差越大，房屋长度越长，面层越密实越厚，这种外推力或内挤力就越大，裂缝就越严重。

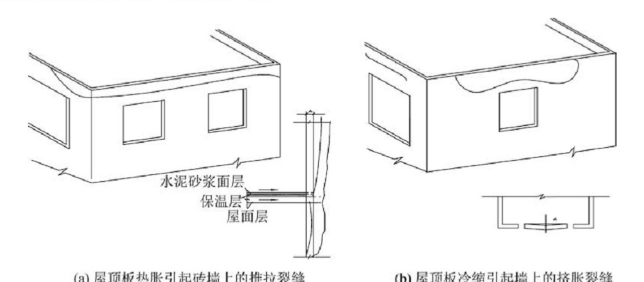


图 10.20 因温差引起的女儿墙裂缝示意

无女儿墙的房屋有时外墙上还会出现端角部的包角缝和沿纵向的水平缝。裂缝位置在屋顶板底部附近或顶层圈梁底部附近。裂缝深度有时贯通墙厚。图10.21表示这种裂缝的情况和产生的原因。

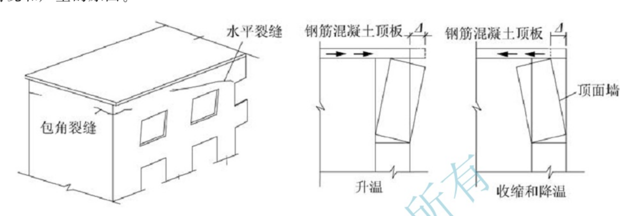


图10.21 因温差引起的外墙包角和水平裂缝示意

在比较空旷高大的房屋的顶层外墙上，常在门窗口上下水平处出现一些通长水平裂缝，有壁柱的墙体常连壁柱一齐裂通。也是因温度变化后屋面板的纵向变形比墙体大，外墙在屋面板支承处产生水平推力的缘故，如图10.22所示。

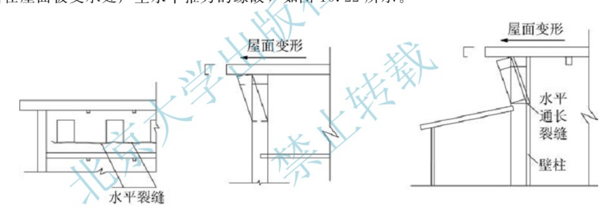


图10.22 因温差引起的外墙水平裂缝示意

2. 荷载的影响

当墙体或砖柱高厚比过大，在荷载的压力下丧失稳定，在墙体中部突然形成水平裂缝，严重时可使墙面倒塌，如图10.23(a)所示。

当墙体中心受拉(拉力与砖顶面垂直)，则会产生水平裂缝，裂缝垂直于拉力方向，即在水平砂浆缝与砖的界面上形成通缝，如图10.23(b)所示。

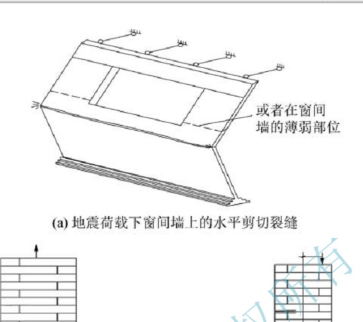
当墙体受到较大的偏心压力，则可能在远离压力一侧出现垂直于压力方向的水平裂缝，即在水平砂浆缝与砖界面上形成通缝，如图10.23(c)所示。

当墙体受到水平推力，可能沿水平砂浆缝面形成较长的水平裂缝，这是由于水平推力所产生的剪力超过砂浆的抗剪强度所引起的。

3. 地震作用的影响

水平地震作用会在墙体上产生沿墙长度方向的水平裂缝，产生的原因有以下几项。

(1) 因墙体与楼盖的动力性能不同使彼此在水平地震作用下发生错动，以致墙体在砌体截面变化处被剪断，如图10.24所示。



(a) 地震荷载下窗间墙上的水平剪切裂缝

(b) 地震荷载下砖墙上的垂直剪切裂缝　(c) 地震荷载下砖柱上的水平剪切裂缝

图 10.23　荷载的影响形成水平裂缝示意

(2) 因墙体发生局部弯折而产生，常出现在空旷房屋的外纵墙或山墙上，如图 10.24 所示。

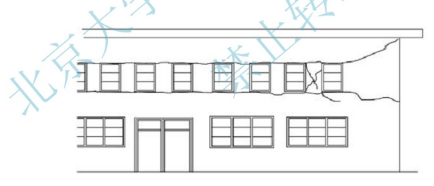


图 10.24　通长水平裂缝

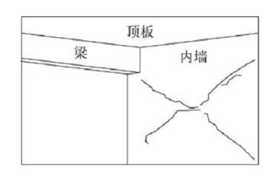
4. 膨胀土胀害作用影响

膨胀土地基上的砖混结构是墙上水平裂缝出现几率最高的，将在后面第 13 章专门介绍。

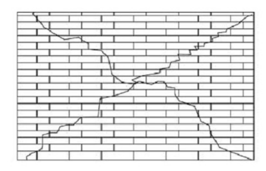
10.3.5　砖混结构墙体上的交叉裂缝

与钢结构和钢筋混凝土结构相比，砌体结构的抗震性能是较差的。地震烈度为 6 度时，对设计不合理或施工质量差的房屋就会产生裂缝。当遇到 7～8 度地震时，砌体结构的墙体大多会产生不同程度的裂缝，标准低的一些砌体房屋还会发生倒塌事故。

地震引起的墙体裂缝大多呈 X 形，如图 10.25 所示。这是由于墙体受到反复作用的剪力所引起的。



(a) 地震力反复作用下水平裂缝与X交叉裂缝同时出现



(b) 地震力反复作用下，只出现X交叉裂缝

图 10.25　X 形裂缝

10.3.6　砖混结构墙体上的树杈形杂乱裂缝

在砌体结构房屋的四周外墙和某些内墙上，有时会出现许多杂乱无章的树杈形裂缝，这类裂缝产生的机理最为复杂，膨胀土地基的反复胀缩变形是产生这类裂缝的主要原因，将在后面第 14 章作机理分析。

思　考　题

1. 试谈谈砖混结构裂缝现象普遍存在的原因。
2. 试举出一个砖混结构承载力不够引起裂缝的实例。
3. 试举出一个砖混结构温度应力引起结构裂缝的实例。
4. 试谈谈砖混结构各种裂缝的生成机理。
5. 砖混结构砖墙上出现的地基沉降裂缝有哪些特征?
6. 当前砖混结构所面临的最大威胁是什么?